

北海道における コンクリート橋および橋梁下部構造の 設計の手引き

平成 14 年 11 月

北海道土木技術会コンクリート研究委員会

発刊にあたって

平成7年に「北海道におけるコンクリート橋および橋梁下部構造の設計の手引き」が発刊されて以来、久々の改定となりました。顧みて見ますと、初版発行の平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により、阪神公団の高架橋の崩落に代表される多くのコンクリート構造物がダメージを受け、耐震設計の改定がなされました。一方で、バブル崩壊後の21世紀に向けて持続的発展を図る為の公共事業のあり方が議論され、公共事業投資費の減少に対応するための、既存社会資本の効果的、効率的活用方法や対策、特に維持補修技術の開発やマネジメント手法の開発が求められ、またコスト縮減に向けた新しいコンクリート構造形式や合理的手法の開発が求められてきた。

本書は、土木技術会コンクリート研究委員会に設置された設計仕様小委員会で審議された結果を取りまとめたもので、特に上部工では新技術としてPCコンポ橋、プレキャストセグメント橋について追記され、また下部工では橋梁の計画・設計上統一すべき事項をQ&Aという形で整理しました。

最後に、本書が広く活用され、北海道の橋梁技術の進展に少なからず寄与できれば幸いです。

平成14年11月

北海道土木技術会 コンクリート研究委員会
委員長 佐伯 昇

運 用 に あ た っ て

平成7年初版発刊以来、設計仕様小委員会として継続して橋梁コンクリート上部工並びに下部工の計画・設計における諸問題について審議を重ねて参りました。

初版発刊後、兵庫県南部地震を契機とする耐震設計の改定、道路橋示方書の性能設計への移行などを経まして、平成14年3月に道路橋示方書が改定されました。

このように、基本となる示方書がめまぐるしく改定を重ねた関係から、本書をどのような形で改定発刊すべきか、設計仕様小委員会の各分科会で審議を重ねてまいりましたが、コンクリート上部工につきましては、これまでの成果の整理と、新技術・新工法における設計上の留意点についてまとめることとし、下部工につきましては道路橋示方書や各種設計・施工便覧などの内容がかなり充実していることから、橋梁の計画・設計上統一すべき事項などを「Q&A」という形で整理しました。

本書の主な内容は次のとおりである。

I 上部工編

- ① 一般として、定着工法の選定のほか、ねじりモーメントに対する検討、耐久性の確保、塩害対策について詳述した。
- ② 中空床版橋について断面寸法、円筒型枠に関する事項、支承配置について示した。
- ③ 箱げた橋について初版内容のほか新たに床版支間長の考え方について示した。
- ④ 合成桁の設計について、主桁の設計、横桁の設計、曲線橋・斜橋への対応、連続化への対応について示した。
- ⑤ プレキャストセグメント橋について、設計基準強度、塩害を受ける桁の打継ぎ目の許容応力度について示した。
- ⑥ 片持架設工法の仮固定部の検討方法および構造細目について示すとともに、片持床版先端付近の引張応力改善手法について示した。
- ⑦ その他、初版内容のほか、新たに壁高欄の配筋方法について、水切り形状と使用区分について、桁の横断勾配の処理方法について、床版防水工などについて、標準的な考え方を示した。

II 下部工編

本編では、橋梁設計一般、下部構造、基礎工、その他と4分類、15項目をQ&A形式で現時点での標準的な考え方を示した。

以上、本書に規定した内容については、各発注機関によりその運用が異なる部分もあり、使用にあたっては十分協議していただきたい。また、いろいろなご意見のあろうかと思われれます。関係各位の忌憚のないご意見を期待します。

最後に、本書がコンクリート橋および橋梁下部構造の設計・施工に携わる橋梁技術者に適切に活用され、北海道の橋梁技術向上の一助となれば幸いである。

平成14年11月

北海道土木技術会 コンクリート研究委員会
設計仕様小委員会 委員長 福本 淳

コンクリート研究委員会設計仕様小委員会名簿

委員長	福本 淳	[北海道開発局 道路建設課]
副委員長	草開 良視	[北海道開発局 道路建設課]
委員	角田 與史雄	[北海道大学大学院]
	佐伯 昇	[北海道大学大学院]
	上田 多門	[北海道大学大学院]
	田口 史雄	[独立行政法人北海道開発土木研究所]
	池田 憲二	[独立行政法人北海道開発土木研究所]
	富澤 幸一	[独立行政法人北海道開発土木研究所]
	河上 聖典	[北海道開発局 道路建設課]
	只石 俊昭	[北海道開発局 旭川開発建設部]
	今井 正欣	[北海道開発局 室蘭開発建設部]
	小田嶋 正之	[北海道開発局 小樽開発建設部]
	三田村 浩	[北海道開発局 札幌開発建設部]
	佐野 修	[北海道 建設部]
	浦城 和彦	[北海道 建設部]
	相馬 英敏	[札幌市 建設局 土木部]
	中村 元	[日本道路公団 北海道支社]
	花田 真吉	[㈱ドーコン]
	松崎 丘	[㈱ドーコン]
	井上 雅弘	[㈱ドーコン]
	五十嵐 義行	[㈱ドーコン]
	梅木 宏也	[㈱ドーコン]
	田村 恒視	[㈱構研エンジニアリング]
	木村 和之	[㈱構研エンジニアリング]

委員

長尾充雄	[株]構研エンジニアリング]
植村豊樹	[株]構研エンジニアリング]
伊藤雄二	[株]構研エンジニアリング]
佐々木博之	[日本工営(株)]
古賀勤	[日本工営(株)]
毛利一成	[日本工営(株)]
大野和彦	[中央コンサルタンツ(株)]
菅勝司	[中央コンサルタンツ(株)]
高嶋和英	[中央コンサルタンツ(株)]
鷺尾昭夫	[株]開発工営社]
塩原龍法	[株]開発工営社]
入山博志	[北海道土木設計(株)]
鈴木孝之	[株]開発調査研究所]
尾池文生	[株]長大]
小林克哉	[株]長大]
長谷川正	[株]長大]
渡辺忠朋	[北武コンサルタント(株)]
佐藤尚章	[株]ファルコン]
星野淳一	[日本電子計算(株)]
竹本伸一	[ドーピー建設工業(株)]
山崎通人	[ドーピー建設工業(株)]
鷹巢恵一	[日本高圧コンクリート(株)]
寺澤岳真	[日本高圧コンクリート(株)]
内田誠二郎	[住友建設(株)]
高木隆一	[株]ピーエス三菱]
高澤昌憲	[オリエンタル建設(株)]
定木伸	[清水建設(株)]
中川泰孝	[株]地崎工業]
委員(事務局)	山口光男 [株]ドーコン]

上 部 工 編

上部工編目次

1.	一般	1-1
1.1	定着工法の選定	1-1
1.2	PC鋼より線の初期引張応力度	1-3
1.3	ねじりモーメントに対する検討	1-4
1.4	耐久性の確保	1-10
1.5	塩害対策	1-12
2.	中空床版橋	1-16
2.1	断面寸法	1-16
2.2	円筒型枠形状	1-17
2.3	円筒型枠の長さ	1-18
2.4	中空床版橋の支承配置	1-19
3.	箱げた橋	1-20
3.1	中間横げたおよび隔壁	1-20
3.2	床版支間長	1-21
3.3	床版の応力度	1-22
3.4	鉄筋のかぶり	1-23
4.	合成げた橋	1-24
4.1	主げたの設計	1-24
4.2	横げたの設計	1-26
4.3	曲線橋・斜橋への対応	1-26
4.4	連続化への対応	1-28
5.	プレキャストセグメント橋	1-29
5.1	設計基準強度の使用区分	1-29
5.2	塩害げたにおける打継ぎ目の許容応力度	1-29
6.	片持架設工法	1-30
6.1	仮固定部の検討	1-30
6.2	床版先端部PC鋼材配置	1-38
7.	その他	1-40
7.1	支承に作用する負の力	1-40
7.2	衝突荷重が片持床版に与える影響	1-42
7.3	壁高欄の配筋	1-45
7.4	水切り形状と使用区分	1-49
7.5	横断勾配の処理方法および均しコンクリート施工方法	1-51
7.6	床版防水工	1-53
7.7	PC斜π橋の土留壁計算手法	1-56

1. 一般

1.1 定着工法の選定

プレストレストコンクリート定着工法には各種のものがあ、選定にあたっては、各工法の特性を十分に把握するとともに、経済性および施工性を考慮して総合的に判断しなければならない。

【解説】

現在使用されているプレストレストコンクリート定着工法は、24 工法の多岐にわたり、工法名だけでは、その特性がわかりにくくなっており、また複雑化している。

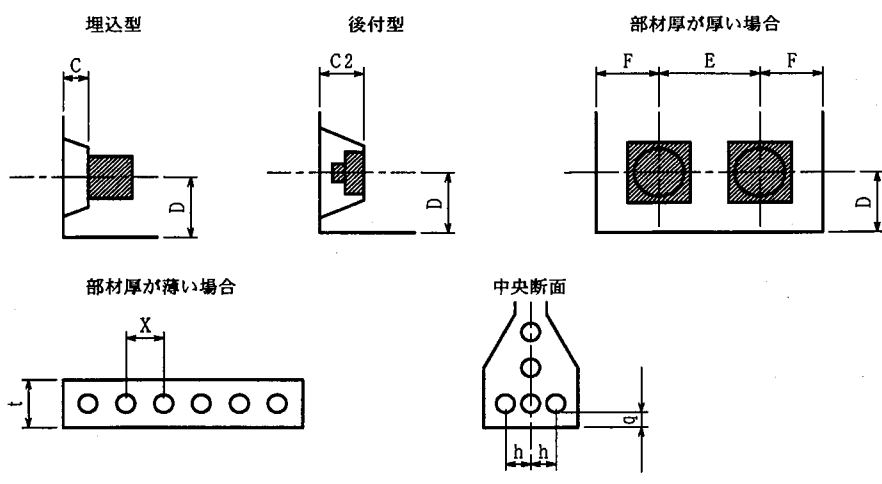
そこで、現在比較的実績の多い工法について、表-1.1 PC定着工法別比較表に主な特性をまとめた。

また、各工法の詳細については、平成3年3月発刊のコンクリートライブラリー66「プレストレストコンクリート工法 設計施工指針」（土木学会）を参照されたい。

ただし、工法によってはライブラリーから特性値等が変更になっているものもある。その場合は、実情に則してメーカー値を使用してもよい。

表 1-1 PC 定着工法別比較表

定着工法	緊張材の共通表示	緊張材の呼称	公称断面積 mm ²	単位重量 kg/m	シース径		PC鋼材許容引張応力度			セット量 mm	定着具のかぶりおよび間隔 (mm)										シースの距離 (mm)			
					コンクリートの打設前に鋼材挿入の場合	コンクリートの打設後に鋼材挿入の場合	プレス「トレッサ」中	プレス「トレッサ」直後	設計荷重時		C	C2	D	E	F	X	t	fc'	q	h				
					mm		N/mm ²																	
普通鋼棒		SBPR785/930 φ23	415.5	3.26	φ30		706	652	559	0														
		SBPR930/1080 φ23	415.5	3.26	φ30		837	756	648	0														
		SBPR785/930 φ26	530.9	4.17	φ32		706	652	559	0	120													
		SBPR930/1080 φ26	530.9	4.17	φ32		837	756	648	0	131													
デビダーク	1B26A2	SBPR785/1030 φ26	530.9	4.17	φ32		706	667	588	0	75	100	175	100								260	65	
	1B26B2	SBPR930/1180 φ26	530.9	4.17	φ32		837	790	697	0	75	115	175	115								260	65	
	1B32A2	SBPR785/1030 φ32	804.2	6.31	φ38		706	667	588	0	145	125	220	125								260	75	
	1B32B2	SBPR930/1180 φ32	804.2	6.31	φ38		837	790	697	0	145	135	220	135								260	75	
	5S15.2B	6 B05	693.5	5.51	φ55	φ60	1440	1295	1110	5	80	145	250	145								270		
	12S15.2B	6 B12	1664	13.21	φ75	φ80	1440	1295	1110	5	140	205	370	205								270		
フレシネー	12W5	12 φ5	235.7	1.85	φ35		1260	1120	960	4	70	80	120	80	240	160	230	40	70					
	12W7	12 φ7	461.8	3.63	φ45		1170	1050	900	5	70	100	140	100	300	200	270	50	80					
	12W8	12 φ8	603.2	4.74	φ50		1125	1015	870	6	80	115	180	115	346	230	250	60	85					
	7 S12.7B	7 T12.7	691	5.42	φ60		1440	1295	1110	4	120	140	220	140				270	60	90				
	12S12.4A	12T12.4 (M220)	1115	8.75	φ65	φ70	1305	1190	1020	7	150	180	270	180	540	360	270	70	110					
	12S12.7B	12T12.7 (M220)	1185	9.29	φ65	φ70	1440	1295	1110	8	150	180	270	180	540	360	270	70	110					
	12S15.2A	12T15.2 (A)	1664	13.21	φ75	φ80	1305	1190	1020	11	150	220	350	220	660	440	290	80	120					
	12S15.2B	12T15.2 (B)	1664	13.21	φ75	φ80	1440	1295	1110	11	150	220	350	220	660	440	290	80	120					
S	7 S 9.5B	F70	383.9	3.04	φ35	φ55	1440	1295	1110	0			115	180	115							270		
	7 S11.1B	F100	519.3	4.09	φ40	φ65	1440	1295	1110	0		130	210	130								270		
	7 S12.7B	F130	691.0	5.45	φ45	φ75	1440	1295	1110	0		155	260	155								270		
E	7 S15.2A	F170	970.9	7.75	φ55	φ85	1305	1190	1020	0		160	270	160								270		
	19S 9.5B	F200	1042	8.77	φ55	φ95	1440	1295	1110	0		165	280	165								270		
E	19S11.1B	F270	1410	11.78	φ65	φ105	1440	1295	1110	0		190	330	190								270		
	19S12.7B	F360	1875	15.70	φ70	φ130	1440	1295	1110	0		205	360	205								270		
	7 S12.7B	7 T13B	691.0	5.42	φ50	φ55	1440	1295	1110	0		140	230	140								300		
V	12S12.7B	12T13B	1185	8.29	φ65	φ70	1440	1295	1110	0		170	290	170								300		
	12S15.2B	12T15B	1664	13.21	φ75	φ80	1440	1295	1110	0		200	350	200								270		
	7 S12.4A	5A-7	650.3	5.10	φ50	φ55	1305	1190	1020	4	130	135	230	135								270		
	12S12.4A	5A-12	1115	8.75	φ65	φ70	1305	1190	1020	4	130	165	290	165								270		
S	19S12.4A	5A-19	1765	13.85	φ80	φ85	1305	1190	1020	5	145	206	365	206								270		
	31S12.4A	5A-31	2880	22.60	φ100	φ100	1305	1190	1020	6	170	245	450	245								270		
	7 S12.7B	5B-7	691.0	5.42	φ50	φ55	1440	1295	1110	6	130	135	230	135								270		
L	12S12.7B	5B-12	1185	9.29	φ65	φ70	1440	1295	1110	6	130	165	290	165								270		
	12S15.2B	6B-12	1664	13.21	φ75	φ80	1440	1295	1110	6	150	195	350	195								270		
	1 S17.8	1 T17.8	208.4	1.65	φ26	φ32	1440	1295	1110	3	130	155	80	130	80	180	150	300						
シングル ランド	1 S19.3	1 T19.3	243.7	1.93	φ28	φ32	1440	1295	1110	3.5	135	160	100	150	100	220	170	300						
	1 S21.8	1 T21.8	312.9	2.48	φ35	φ38	1440	1260	1080	4	145	175	120	170	120	270	200	300						
	1 S28.6	1 T28.6	532.4	4.23	φ39	φ42	1350	1260	1080	5	205	205	135	270	135	290	250	300						
アン ダー	12S 9.5B	12B9.5	658.1	5.18	φ50		1440	1295	1110	7				200	120							270		
	12S11.1B	12B11.1	890.3	6.96	φ60		1440	1295	1110	12				230	145							270		
	12S12.4A	12A12.4	1115	8.75	φ65		1305	1190	1020	12				260	160							270		
	12S12.7B	12B12.7	1185	9.29	φ65		1440	1295	1110	13				260	160							270		



定着部のかぶりおよび間隔で空白部分の数値は、各工法の指針を参照して決定すること。

1.2 PC鋼より線の初期引張応力度

設計計算に用いるPC鋼より線の初期引張応力度 σ_{pi} (PC鋼材のジャッキ位置の引張応力度)は、ジャッキの内部摩擦や定着具内部の摩擦を考え、許容値に対し多少の余裕を持った値とするのがよい。

【解説】

主鋼材として用いられるPC鋼より線(SWPR7A, 7B)のプレストレスング中の許容応力度は、道示Ⅲ 3.4 PC鋼材の許容応力度 表-解 3.4.1によると、 $1305\text{N}/\text{mm}^2$ (A種)および $1440\text{N}/\text{mm}^2$ (B種)である。

しかし、本文に述べた理由により、許容値に対し余裕を持った値を初期引張応力度とするのがよい。過去の設計例によると、初期引張応力度は次の範囲にあるものが多い。

A種 PC鋼より線 $\sigma_{pi}=1155\sim 1235\text{N}/\text{mm}^2$ (12S12.4A, 12S15.2A など)

B種 PC鋼より線 $\sigma_{pi}=1300\sim 1350\text{N}/\text{mm}^2$ (12S12.7B, 12S15.2B など)

上記範囲の中でも、一般にプレストレスング中の許容値から約 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の余裕を見込んだ値を、初期引張応力度として設計計算に用いる事例が多い。

なお、ポストテンション方式PC単純Tげた橋のように、標準設計が定められているものについては、標準設計を参考にするのがよい。

1.3 ねじりモーメントに対する検討

1.3.1 ねじりモーメントの考慮

次の条件にあてはまる場合は、道示Ⅲ 4.4 にしたがひ、ねじりモーメントに対する照査をおこなうものとする。

(1) 斜橋の場合

- | | | |
|-------------|-------|------------------------------|
| 1) 単一箱げた橋 | | 斜角 $\theta = 70^\circ$ 未満の場合 |
| 2) 多主げた箱げた橋 | | 常に考慮 |
| 3) 多重箱げた橋 | | 斜角 $\theta = 70^\circ$ 未満の場合 |
| 4) 中空床版橋 | | 斜角 $\theta = 70^\circ$ 未満の場合 |
| 5) PCコンポ橋 | | 斜角 $\theta = 70^\circ$ 未満の場合 |

(2) 曲線橋の場合

構造形式にかかわらず、道示Ⅲ 13.3 にしたがう。

【解説】

箱げた橋の断面形状は次のようになる。

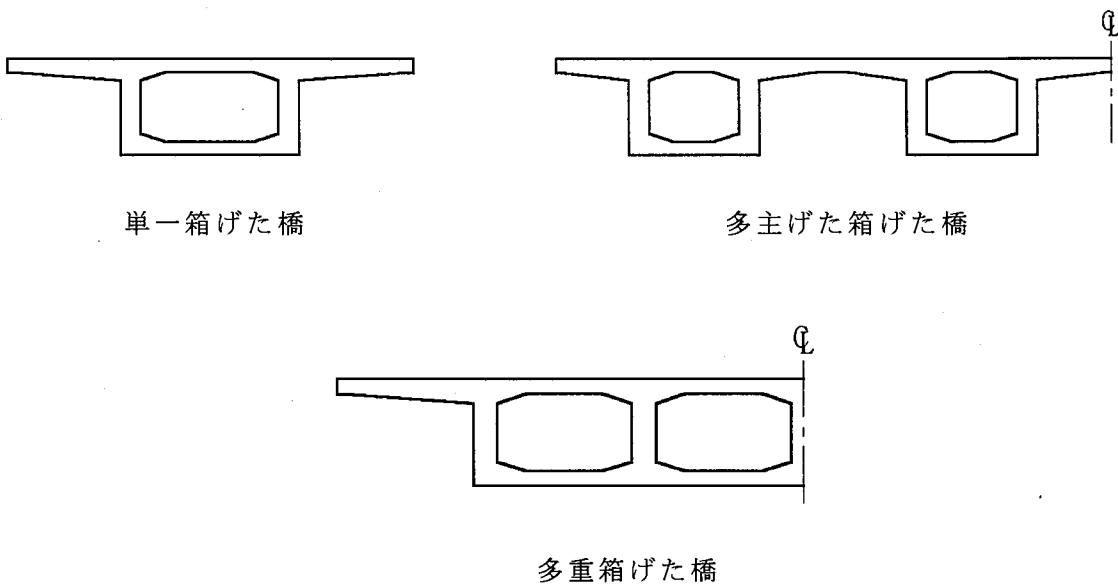


図-解 1.3.1 標準的な箱げたの断面形状

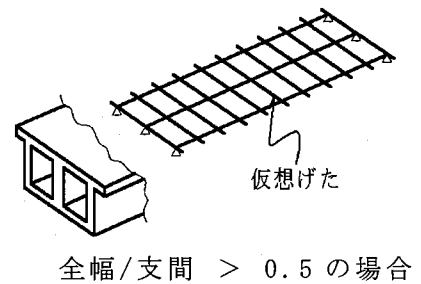
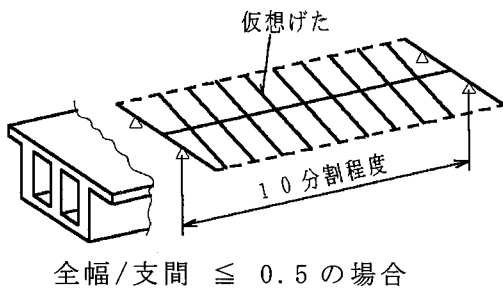
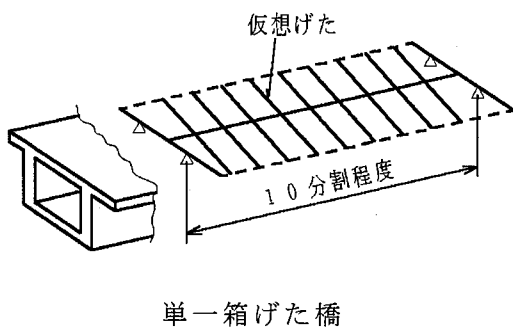
なお、単一箱げた橋の場合、ねじり剛性が大きいいため、横方向の荷重分担が良好であることから、斜角 $\theta = 70^\circ$ 未満でも活荷重・橋面荷重の偏載による影響は考えないものとする。

1.3.2 解析モデル

- (1) ねじりモーメントを算出するための解析は、適切なモデルによりおこなうものとする。
- (2) ねじりモーメントの算出は、次に示す理論を用いることを原則とする。
- | | | |
|------|-----|--------------------------|
| はり理論 | ……… | 単一箱げた橋・多重箱げた橋 |
| 格子理論 | ……… | 多重箱げた橋・多主げた箱げた橋・中空床・コンボ橋 |
- (3) 解析にあたっては、プレストレス力を適切に評価するものとする。

【解説】

- (1) 解析モデルの例を、図-解 1.3.2 に示す。



多重箱げた橋

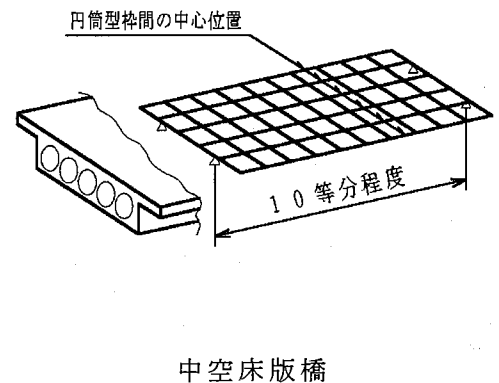
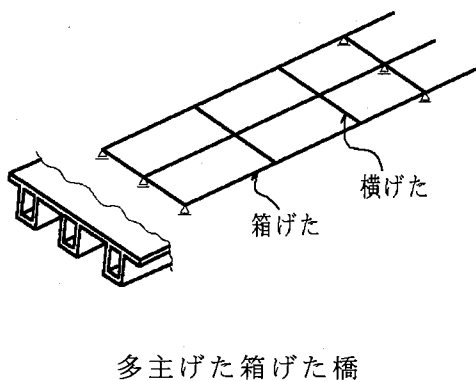


図-解 1.3.2 解析モデルの例

- (2) 単一箱げた橋・多重箱げた橋はねじり剛性が高く、横方向荷重分配が良好のため、はり理論で解析するのが一般的である。

中空床版における格子モデル諸元値は以下のように算出する。

1) 主げたの断面積・断面 2 次モーメント

図-解 1.3.3 に示すように、各ウェブ毎に算出する。ただし断面 2 次モーメントは、全体断面での中立軸に対して求める。

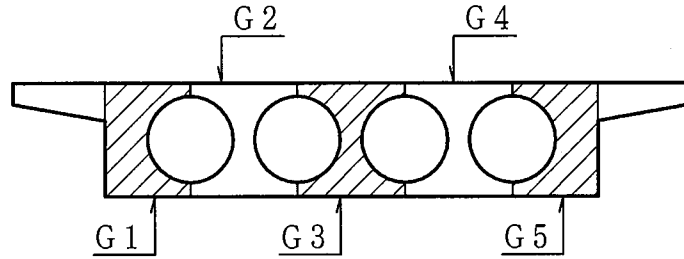


図-解 1.3.3 中空床版のウェブ分割

2) ねじり剛度

以下に示す手順により円孔を等価面積の矩形孔に換算し、その状態でのねじり剛度を算出する。

- ① 主げたは円筒型わく間の中心位置に置く。
- ② 主版端部の主げたは、主版縁端と端部の円筒型わくとの中心位置に置く。
- ③ 版の全断面に対する中立軸位置を算出し、その中立軸に関する各主げたの断面二次モーメントを算定する。
- ④ 円孔を等価面積の矩形孔に置換し、中空床版全断面のねじり剛性を算出する。各主げたのねじり剛性は全体ねじり剛性を主げた本数に等分して求める。
- ⑤ 張出し部は荷重と考えてよい。

中空床版全断面のねじり剛性は次式により求めてよい。

$$GJ = G \cdot \frac{4 \cdot b^2 \cdot h^2}{2 \cdot \frac{h}{t_w} \cdot \frac{b}{t_u} \cdot \frac{b}{t_l}}$$

ここで

$$b = B - t_w$$

$$h = H - \frac{t_u + t_l}{2}$$

$$a^2 = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

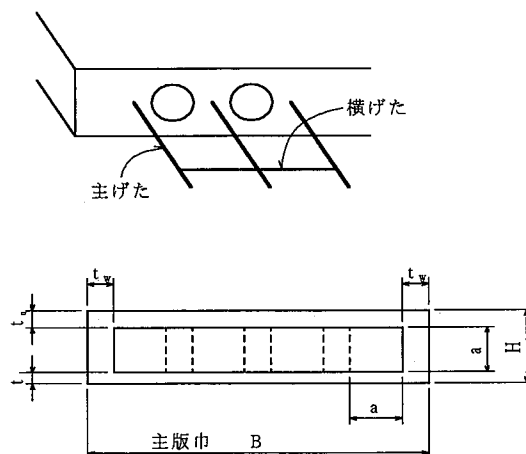


図-解 1.3.4 中空床版全断面のねじり剛性

ポイド中心の位置（下図でいう 625mm および 1000mm）は固定。

ポイドと同面積の矩形を求める。

$$\text{ポイドA} = (0.950^2 \times \pi) / 4 = 0.7088 \text{ m}^2$$

$$\text{矩形辺長L} = \sqrt{0.7088} = 0.842 \text{ m}$$

これより上辺厚=0.204m 下辺厚=0.154m ウェブ厚=0.579m と設定できる。

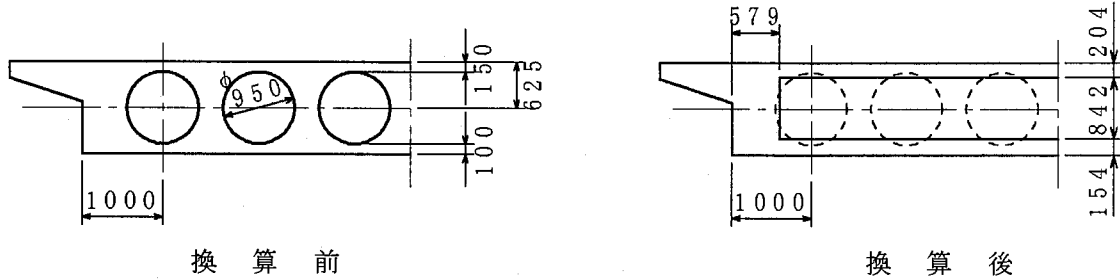


図-解 1.3.5 等価換算の例

- (3) 曲線橋にてプレストレスを外力として載荷する場合は、釣り合い条件を満足させるため等分腹圧力と分布ねじり荷重を載荷しなくてはならない。また導入プレストレス算出においては、曲線を考慮する場合もある。その場合は道示Ⅲ 13.3のほか、コンクリート道路橋設計便覧等を参考とするのがよい。

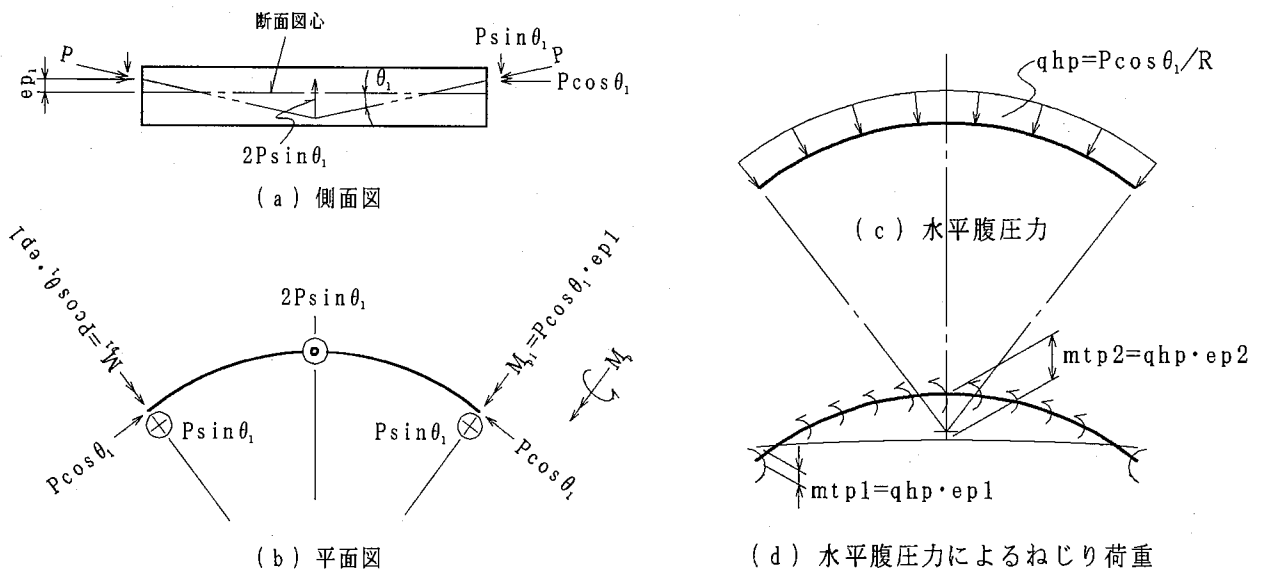


図-解 1.3.6 プレストレスを外力評価する場合

1.3.3 配筋方法

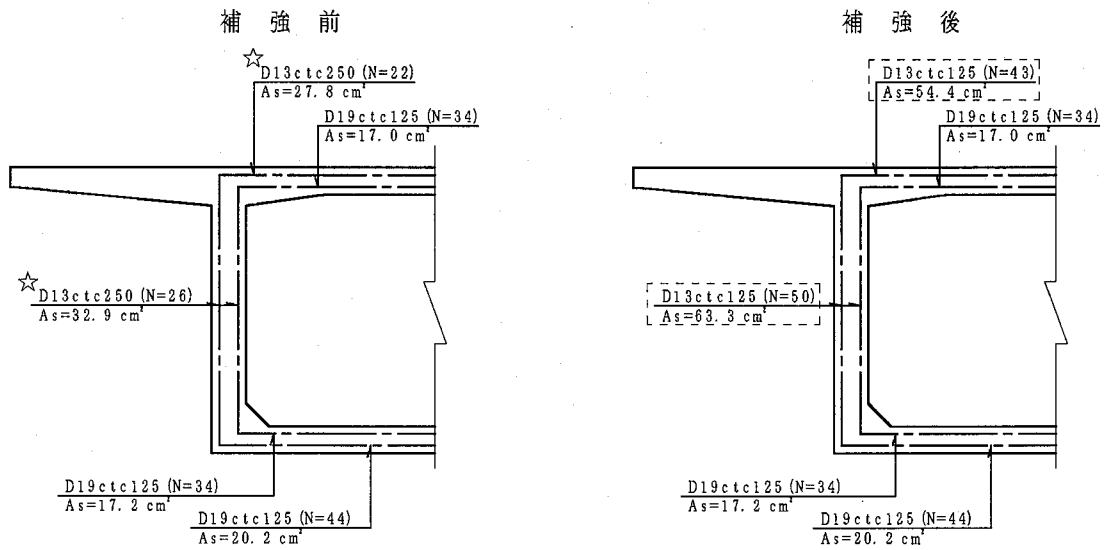
- (1)ねじりモーメントに対し必要な鉄筋量は道示Ⅲ 6.6 にしたがひ算出する。
- (2)ねじりモーメントに対し必要な軸方向鉄筋量の配置はウェブ・スラブの各部位の鉄筋径が均等になるようにする。
- (3)ねじりモーメントに対する鉄筋は、これが作用する部位に適切に配置する。

【解 説】

- (1) ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の配置は、原則として各部材ごとに設定すべきである。しかしこれによると部位によって配置鉄筋量にムラがでることとなる。そこで本要領では鉄筋量をスラブ・ウェブといった部位の鉄筋径が均等になるように配置し、断面全体でねじりモーメントに抵抗できるものと考えたこととした。

その場合の配筋の考え方について、図-解 1.3.7 に参考例を示す。

- (2) ねじりモーメントに対する鉄筋は上スラブ・下スラブ・外ウェブに配置する。張出し部や中ウェブ等ねじりモーメントによるせん断力が作用しない部位には、配置しない。

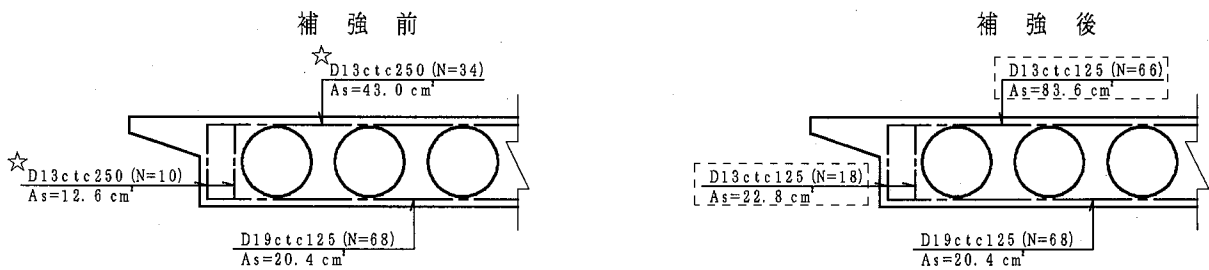


単一箱げた橋の場合 (軸方向必要ねじり鉄筋量 $A_t=200\text{cm}^2$)

鉄筋量の比較

補強前 : $\Sigma A_s = (27.8+17.0)+(17.2+20.2)+2 \times 32.9 = 148\text{cm}^2 \leq A_t$

補強後 : $\Sigma A_s = (54.4+17.0)+(17.2+20.2)+2 \times 63.3 = 235\text{cm}^2 \geq A_t$



中空床版橋の場合 (軸方向必要ねじり鉄筋量 $A_t=140\text{cm}^2$)

鉄筋量の比較

補強前 : $\Sigma A_s = 43.0+20.4+2 \times 12.6 = 88.6\text{cm}^2 \leq A_t$

補強後 : $\Sigma A_s = 83.6+20.4+2 \times 22.8 = 149.6\text{cm}^2 \geq A_t$

注) ☆は最小鉄筋量による決定。 は変更した鉄筋を示す。

引き出し線下の A_s は、余裕鉄筋量を示す。このとき、

$A_s = \text{配置鉄筋量} - \text{せん断に対する必要鉄筋量}$ にて算出する。

図-解 1.3.7 ねじりに対する補強鉄筋の配筋例

1.4 耐久性の確保

コンクリート橋の計画は、所要の耐久性を確保する点に留意しておこなうこととする。

【解説】

- (1) コンクリート橋は補修・補強が容易でないため、計画・設計の段階から耐久性の確保に配慮する必要がある。そのための留意点として次のような項目がある。

- 1) 維持管理が容易な構造の採用。

コンクリート表面の劣化（クラック・剥離・錆汁等）を早期発見できるように点検が容易な構造、および連続化・ラーメン化により伸縮装置や支承等付属物を極力減らした構造の採用を検討する。また、今後の耐力低下や設計荷重増・補強を考慮し外ケーブル構造を検討することも考えられる。

- 2) コンクリート打設を考慮し複雑な形状を避け、鉄筋・PC鋼材配置に十分配慮する。

コンクリート橋の耐久性に大きく影響するコンクリート打設・締め固めが十分おこなえるよう隅角部を少なくしたシンプルな形状とするのが望ましい。また、鉄筋・PC鋼材が密に配置されやすい箇所（鋼材定着部背面や斜橋の桁端部等）ではバイブレーターの挿入が十分可能となるような配慮をおこなうこと。

- 3) PC鋼材定着部の後埋めを配慮した設計・施工をおこなう。

定着部後埋め処理が不十分な場合、雨水の浸入を許し凍結融解等により剥離や定着具自体の腐食が懸念される。そのため主桁との一体化を計れるよう配筋を施す。

- 4) 高耐久性材料の採用を検討。

架橋地の条件等で十分な維持管理が困難な場合は、当初より耐久性の高い材料を採用することで供用期間中の耐久性を確保することを検討する。高耐久性化に向けての方策には次のようなものが考えられる。

②主桁のプレキャスト化

（高強度コンクリート・高炉スラグコンクリートの採用）

②非金属製PC資材の採用

（硬質ポリエチレンシース・ステンレス定着具・連続繊維緊張材等）

③耐久性PC鋼材の採用

（エポキシ樹脂被覆ストランド・プレグラウト鋼材等）

④表面被覆

（コンクリート塗装・防蝕型枠等）

- (2) LCC（ライフサイクルコスト）が注目される中、コンクリート橋が所要の耐久性能を供用期間中に確保できるか照査することが重要となっている。北海道のように寒冷地では凍結融解が懸念されるほか、海岸部では塩害、都市部では中性化が相まって複合劣化が想定される。耐久性の照査についてはコンクリ

ート標準示方書（施工編）を参考におこなうのが望ましい。

コンクリート標準示方書（施工編）によれば、現時点で照査可能な劣化現象は、中性化、塩害、凍結融解、水密性であるが、中性化は、 w/c が50%以上で、かぶりが30mm以上であれば照査が不要である。凍結融解は、想定動的弾性係数の特性値 E_k が90以上であれば照査が不要である。水密性は、防水層を設置することで照査が不要である。

ただし、ひびわれを許容する構造（RC構造およびPRC構造）では、上記条件にあてはまっても照査をおこなうことが望ましい。

1.5 塩害対策

1.5.1 塩害対策の基本方針

- (1) コンクリート道路橋の計画および設計においては、架橋地点の塩害環境を適切に評価し、耐久かつ経済的な構造物となるよう留意しなければならない。
- (2) 塩害対策は道路橋示方書に準拠するのを原則とするが、架橋地点の環境条件がとくに厳しいと判断される場合など、高い耐久性能が必要となる状況においては、別途検討することが望ましい。
- (3) 対策工法の選定にあたっては、将来的な維持管理計画との組合せによるライフサイクルコストに配慮しなければならない。

【解説】

- (1) コンクリート構造物に対する塩害要因には、海岸付近に見られる海塩粒子の作用、冬期路面管理のために散布される凍結防止剤の作用がある。海塩粒子の影響は季節風の強さ、風向、地形、海岸から構造物までの距離、高さなどにより一律ではないため、架橋地点の環境条件を的確に評価した上で、要求性能に適合した構造物となるよう計画・設計を行う必要がある。一方、路面凍結防止剤による影響に関しては定量的な評価が行える状況に至っていないが、既往の被害事例を踏まえて対策を検討することが望ましい。
- (2) 平成14年に改訂された道路橋示方書では、近年の研究成果を反映して最小かぶりを増加させており、さらに最上位の対策区分では塗装鉄筋の使用またはコンクリート塗装を併用することで所要の耐久性を確保できるとしている。したがって、道路橋示方書に準拠した塩害対策を原則とした（塩害の影響地域のうち、地域区分Bについては、発注者で範囲を別途定めている場合があるので注意が必要である）。

ただし、北海道は積雪寒冷な気象条件下にあることから凍害と塩害の複合劣化によるコンクリートの損傷も多く見られている。このため、架橋地点付近にある既設構造物の損傷状況などから、とくに厳しい環境条件と判断する場合、あるいは耐久性の観点から高い腐食対策が必要とされる場合には別途検討を行い、対策工法を選定することが望ましい。

この際、架橋地点における環境条件を定量的に評価し、鋼材の劣化予測に基づく耐久性を評価する必要があるため、飛来塩分量の調査、塩分浸透に対するコンクリートの性能等の調査、また付近に既往のコンクリート構造物があればコアを採取して塩分浸透、劣化の状況を直接確認するのがよい。

以上の詳細に関しては、次項1.5.2を参照とする。

- (3) 塩害対策に関しても経済性の観点は重要である。単純に初期投資額の最小化によって対策工法を選定するのではなく、将来的な点検管理や補修等の維持管理費を含めた費用が最小となるよう、ライフサイクルコストの評価に基づく評価と判断が必要である。したがって、維持管理計画と塩害対策工法とを組合せたライフサイクルのシナリオを比較検討して、最適工法を選定することが重要である。

1.5.2 鋼材の劣化予測

- (1) 架橋地点の環境条件がとくに厳しいと判断される場合など、高い耐久性能が必要となる状況においては、鋼材の劣化予測に基づく対策工法の有効性を検討することとする。
- (2) 鋼材の劣化予測は、鋼材位置における塩化物イオン濃度と鋼材の腐食発生限界濃度との関係から判定することとする。
- (3) コンクリート中の経年的な塩化物イオンの拡散現象は、フィックの拡散方程式の解に基づいて推定することを原則とする。
- (4) 飛来塩分量、コンクリート表面の塩化物イオン濃度等の環境外力は、架橋地点の実測データを基に評価することが望ましい。
- (5) 塩化物イオンのコンクリート中への浸透度合いを表す拡散係数は、既往の研究成果を参考に推定してよい。

【解説】

- (1) 塩害環境におけるコンクリート構造物の損傷・劣化は、部材に配置された鉄筋やP C鋼材が塩化物イオンの作用に伴い腐食することにより発生する。塩害対策はこれら鋼材の腐食をいかにコントロールするかが要点であり、各対策工法の有効性は時間の経過に伴い鋼材の劣化(腐食)がどのように進行するかを検討して評価を行うこととした。
- (2) 劣化予測においては、鋼材位置の塩化物イオン濃度が鋼材の腐食発生限界イオン濃度以下であれば安全であり、それを超えたとき発錆するものとみなすのが安全側と考えられる。腐食発生限界イオン濃度は、実環境の暴露試験では $1.2 \sim 2.4 \text{ kg/m}^3$ 程度とされているが、構造物として問題となるレベルの鉄筋腐食発生という観点から 1.2 kg/m^3 を限界値とするのがよい。
- (3) 塩化物イオンの浸入・拡散状況の予測式としては、拡散理論に基づくものを用いるのが一般的である。拡散は塩化物イオンの濃度差が駆動力となって生ずる現象であることから、コンクリート中の液相の塩化物イオン濃度差による拡散として構成される予測式が望ましい。ここにあげたフィックの拡散方程式は、塩化物イオンの侵入を鋼材軸方向に均一な現象とみなす考え方に基づいていることから、この理論に従い任意の時間経過における鋼材位置の塩化物イオン濃度を推定することとした。
- (4) 環境外力は各々の地点に固有のものであるため、架橋地点の実測データを基に評価することが望ましいとしたが、計画時点で調査が行われていることは少ないのが実情である。このような場合には既往の調査・研究成果を参考にするほか、コンクリート標準示方書[施工編]表-2.3.1により推定することもできる。
- (5) コンクリートへの塩化物イオン濃度の浸透度合いを表す拡散係数も、本来、架橋地点における暴露試験結果等から直接評価するのが望ましい。しかし環境外力の調査同様、行われていることが少ないため、このような場合には既往の調査・研究成果を参考にするほか、コンクリート標準示方書により推定するのがよい。

1.5.3 構造細目上の留意点

- (1) 横締めP C鋼材を使う形式の場合、定着部まわりのかぶりの確保に留意することとする。
- (2) 上記(1)において、かぶりに対処するのが困難である場合、防錆処理した定着具の採用を検討してもよい。

【解説】

塩害対策はかぶり確保を第1に考えるため、P C鋼材の定着部まわりにおいても、塩害対策区分から決まる所定のかぶり確保を原則とする。ただし、これによりがたい場合は、防錆処理した定着具の採用も検討できることとした(図-解 1.5.1)。

過去の事例では、塩害を受けない通常の環境であっても、施工不良などが原因となり桁端部に損傷を生じたものが見られる。P C鋼材の定着部は構造的に重要な箇所であり、この部分の損傷は致命的と言える。このため、桁端部の処理には細心の注意を払う必要がある。具体的な桁端部の処理の例を図-解 1.5.2 および図-解 1.5.3 に示す。

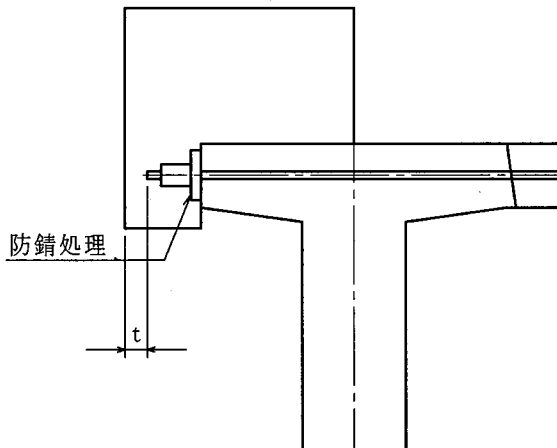
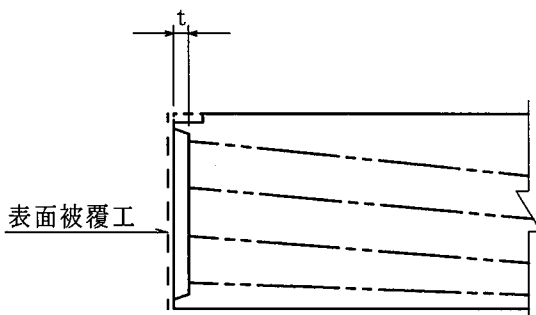


図-解 1.5.1 横締めP C鋼材定着部におけるかぶり確保



対策区分	S, I	II	III
t (mm)	185	165	150

図-解 1.5.2 ポステン桁の桁端定着部におけるかぶり確保の例

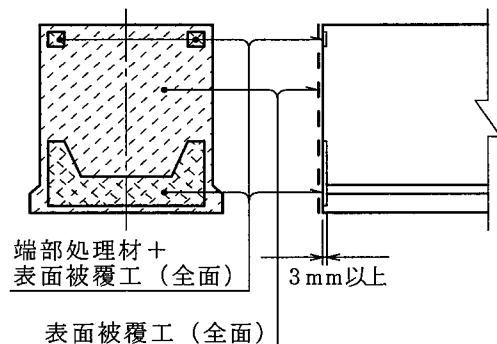


図-解 1.5.3 プレテン桁の桁端定着部におけるかぶり確保の例

1.5.4 参考文献

コンクリート構造物の塩害対策および耐久性向上技術は日々進歩を続けているため、常に新しい情報を取り入れ、計画・設計に反映していくことも重要である。ここに挙げる文献以外にも各関係学会の論文集や専門誌など、有用な情報を入手する手段は多いため、文献調査は幅広く積極的に行うのがよい。

- (1) (社)土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，平成14年3月
- (2) (社)土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書〔施工編〕，平成14年3月
- (3) (社)土木学会：2001年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，平成13年1月
- (4) (社)土木学会：コンクリートライブラリー 104，2001年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕制定資料，平成13年1月
- (5) (社)土木学会：コンクリートライブラリー 99，平成11年版 コンクリート標準示方書〔施工編〕～耐久性照査型～改訂資料，平成12年1月20日
- (6) (社)土木学会：コンクリートライブラリー 107，電気化学的防食工法設計施工指針(案)，平成13年11月25日
- (7) 建設省土木研究所，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究報告書(Ⅱ)～コンクリート道路橋の必要かぶりに関する検討，共同研究報告書第258号，平成12年12月
- (8) (社)土木学会：コンクリートライブラリー第82号 コンクリート構造物の耐久性設計指針(案)，平成7年11月
- (9) (社)土木学会：コンクリート技術シリーズ No. 26，鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向～コンクリート委員会腐食防食小委員会報告～，平成9年12月1日
- (10) (社)日本コンクリート工学協会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画に関するシンポジウム 論文集(2001・5)，平成13年5月29日
- (11) (社)日本コンクリート工学協会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会 報告書(2001・5)，平成13年5月15日
- (12) (社)日本コンクリート工学協会：海洋コンクリート構造物の防食指針(案)～改訂版～，1990年3月20日
- (13) (社)プレストレストコンクリート建設業協会：道路橋示方書・同解説(平成14年3月)にもとづく塩害に対するプレキャストPCげた，平成14年

【解説】

性能照査型設計への移行は新しい技術や材料にも活躍の場を広げるものであるが、それらを採用することが耐久的にも経済的にも有利であると、如何に証明するかが課題である。示方書や基準類だけではなく、各学会誌、論文集などから最新の研究成果や技術情報を常に入手していくことは、性能の評価法を検討する上でも重要であるため、主要な文献をここに示したものである。

2. 中空床版橋

2.1 断面寸法

場所打ち中空床版橋の断面寸法は、図-2.1.1 中空床版橋の断面の最小寸法に示す値を標準とする。

- (1) 端支点横げた厚は、主版厚（H）以上とする。
- (2) 中間支点横げた厚は、主版厚（H）の2倍以上とする。

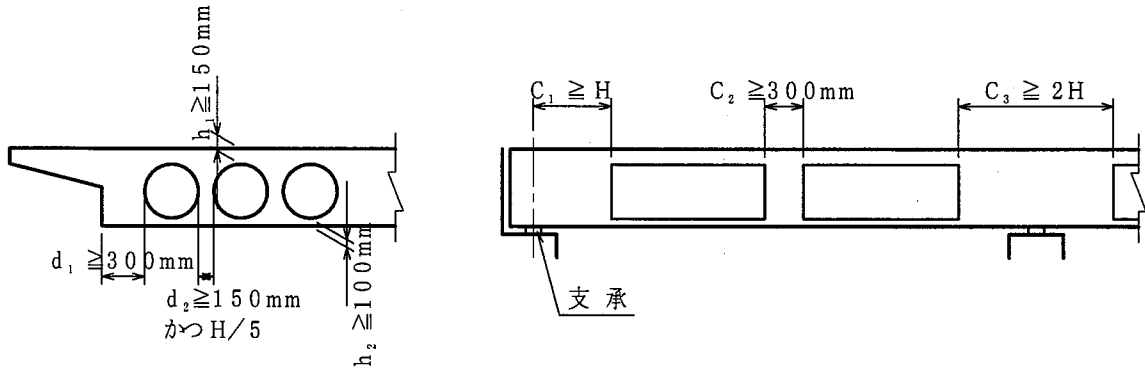


図-2.1.1 中空床版橋の最小寸法

【解説】

中空床版橋の断面最小寸法は、道示Ⅲ 8.4 構造細目に規定されているが、ここでは、従来の設計事例をもとに、端支点横げた厚および中間支点横げた厚より具体的な最小寸法を示した。

また、主版厚については、「PC道路橋計画マニュアル」（PC建協編）等を参考とし、10cm単位で検討を行ってよい。

2.2 円筒型枠形状

中空床版橋に用いる円筒型枠の端部形状は、構造特性・施工性を考慮して決定する。端支点側先端を絞る場合には、その形状は図-2.2.1 円筒型枠の端部形状を標準とする。

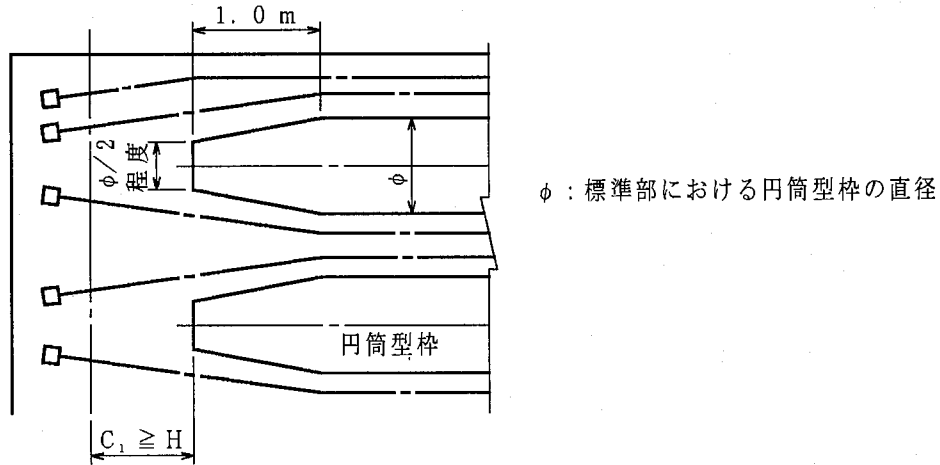


図-2.2.1 円筒型枠の端部形状

【解説】

中空床版橋に用いる円筒型枠の端部形状は、コンクリート打ち込み時の施工性あるいは、桁端部におけるPC鋼材の平面形状などを考慮して、端支点側の先端を絞ることがある為、ここでは、その標準形状を図-2.2.1円筒型枠の端部形状に示した。

2.3 円筒型枠の長さ

中空床版橋に用いる円筒型枠1本の長さは、構造特性・施工性を考慮して決定する。
曲線橋の場合、円筒型枠を曲線に沿って配置することが難しいので、所定の部材厚さが確保できるように決めなければならない。

【解説】

中空床版橋の中間隔壁の配置間隔は、道路橋示方書等に明確に規定されていない。このため円筒型枠1本の長さは、スパン長や型枠輸送時の制限を考慮して決めることが多い。運搬上から決まる型枠の最大長は、11t 積みトラックで11.0mとなっている。

円筒型枠を曲線橋の曲率に沿って加工することは難しく、曲線橋の場合、曲線に対して一定のシフト量（最大30mm程度）を確保し、円筒型枠を直線的に配置することを標準とする。

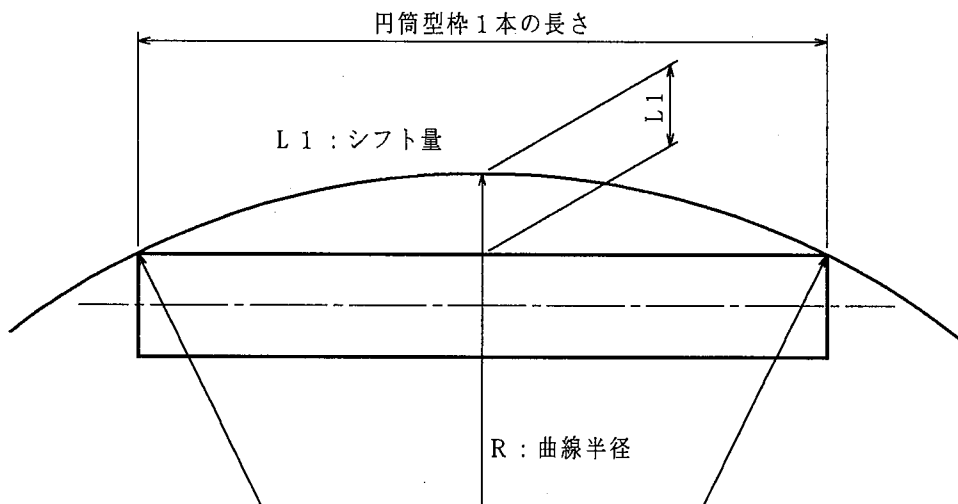


図-解2.3.1 円筒型枠1本の長さ

2.4 中空床版橋の支承配置

中空床版橋の支承はゴム支承とし、その配置は移動方向へ直角に置くことを標準とする。

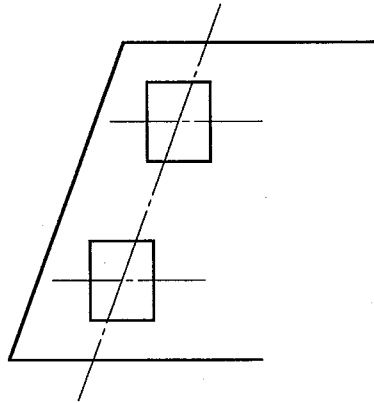


図-2.4.1 橋軸方向に直角配置

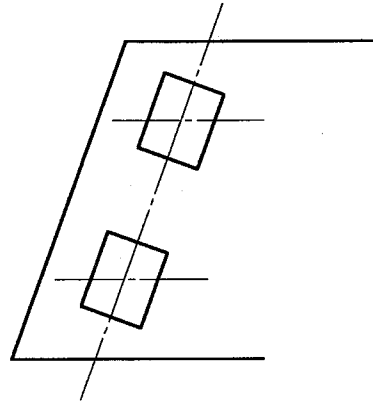


図-2.4.2 斜角なりに配置

【解説】

斜橋や曲線橋の場合、桁の移動方向と回転方向は一致しないため、レアーの施工性や桁の移動方向より支承の配置を移動方向に対して直角にすることを標準とした(図-2.4.1)。しかし、下部工条件等(沓座幅の制約やアンカー径等支承回りの施工性)により制約を受ける場合には、支承に対する十分な検討を行えば、支承を斜角なりに配置することもできる(図-2.4.2)。

3. 箱げた橋

3.1 中間横げたおよび隔壁

主げたには、1支間に1箇所以上の横げたおよび隔壁を設け、支間の長い場合には、40m程度の間隔で配置することを標準とする。

また、中間横げたおよび隔壁は、図-3.1.1 中間横げた・隔壁形状に示す上床版と分離した形状を標準とする。

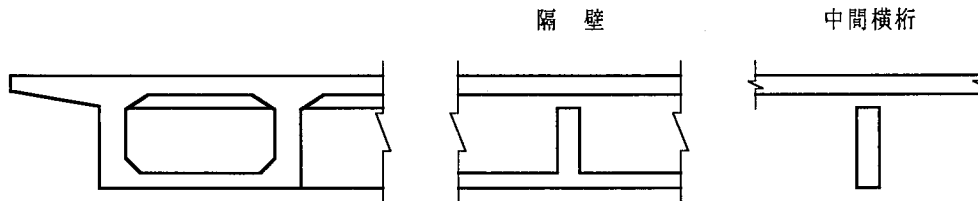


図-3.1.1 中間横げた・隔壁形状

【解説】

中間横げたおよび隔壁の間隔は、道示Ⅲ 10.2 設計一般の解説の項によることとした。

また、張出し架設工法や押出し工法などのブロック施工を行う場合、隔壁は後打ち施工されることが多く、その作業性を考慮するとともに、床版に橋軸方向の負の曲げモーメントが発生することを避けることなどから、中間横げた・隔壁は、図-3.1.1 中間横げた・隔壁形状に示すように、上床版と分離する形状を標準とした。

3.2 床版支間長

幅員による断面形状の決定には、横方向床版の設計がポイントとなる。

したがって、参考のため片持床版長と支点曲げモーメント、中間床版長と支点曲げモーメントの関係を図-3.2.1 に示した。

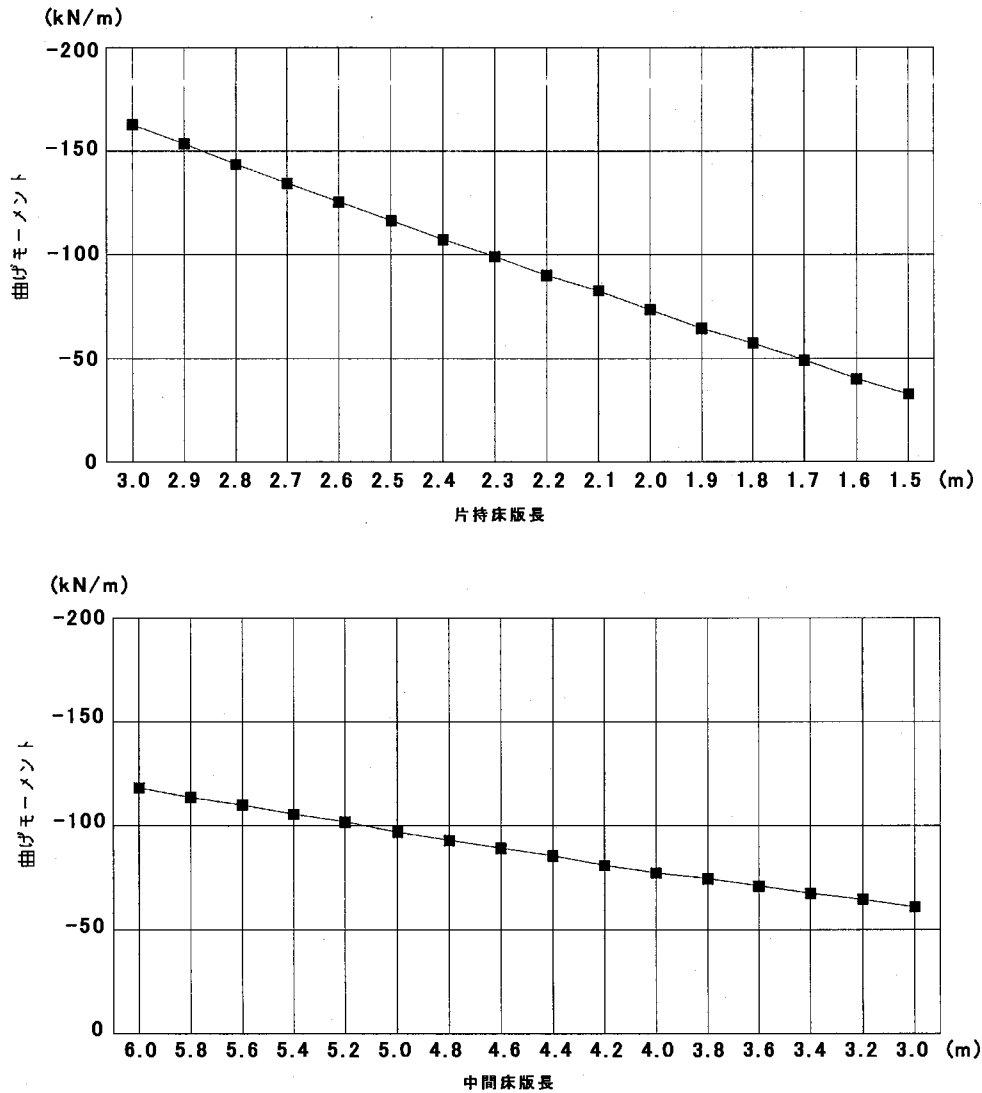


図-3.2.1 床版長と曲げモーメントの関係

【解説】

片持床版長と中間床版長は、両者のバランスが最も良くなるように配慮すべきである。そのため、片持床版部の支点曲げモーメント、中間床版部の支点曲げモーメントの両者の曲げモーメントが、同程度になるように片持床版長と中間床版長を決定するのが望ましい。

3.3 床版の応力度

プレストレストコンクリート床版の場合、各照査位置においてフルプレストレスの状態が望ましいが、図-3.3.1 床版応力度の照査位置②の床版下縁に置いては、多少の引張応力度を許容してよいこととする。ただし、引張鉄筋は必ず配置することとする。

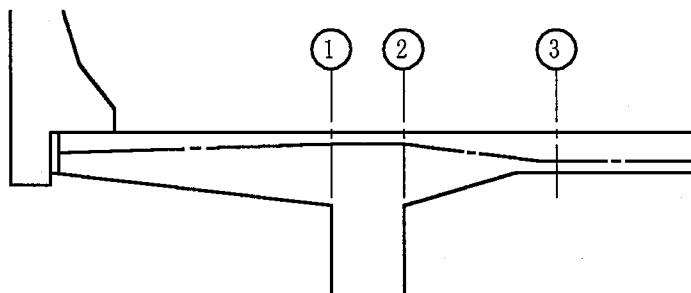


図-3.3.1 床版応力度の照査位置

【解説】

箱げた橋の床版応力度照査位置②における曲げモーメントは、死荷重によるものに比較して活荷重によるものが卓越しているため、死荷重作用時には床版下縁に引張応力度が生じる場合がある。

阪神高速道路公団「設計基準 第2部 構造物設計基準（橋梁編）」5.3 床版の応力照査によれば、床版下縁は箱げた内部に位置し、雨水の影響を受けないこと、輪荷重作用時には圧縮部になること、床版としては部材厚が大きいことなどを考慮して、多少の引張応力度を許容してもよいこととしている。

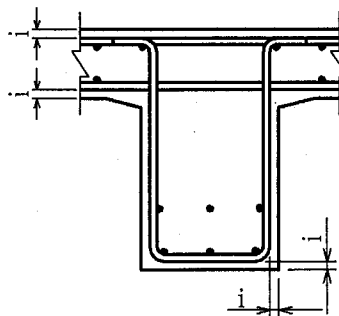
本手引きにおいても、照査位置②の床版下縁には、多少の引張応力度を許容するとともに、その目安値として、無筋コンクリートの許容引張応力度（ 0.3 N/mm^2 ）を用いてもよいこととした。

3.4 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは、塩害の影響を受けない場合は表-3.4.1 に示す値を標準とする。

表-3.4.1 標準かぶり (cm)

部材の種類	かぶり (i)
上 床 版	3.0
ウェブ・下床版	3.5



ここに、i 鋼材のかぶり

【解 説】

床版に配置される鉄筋の最小かぶりは、道示Ⅲ 6.6.1 鋼材のかぶりに規定されている。箱げた橋においては、設計の統一性を図るため、表-3.4.1 標準かぶりに示す値を標準とした。

なお、塩害対策が必要な場合は、その区分に応じて対処することとする。

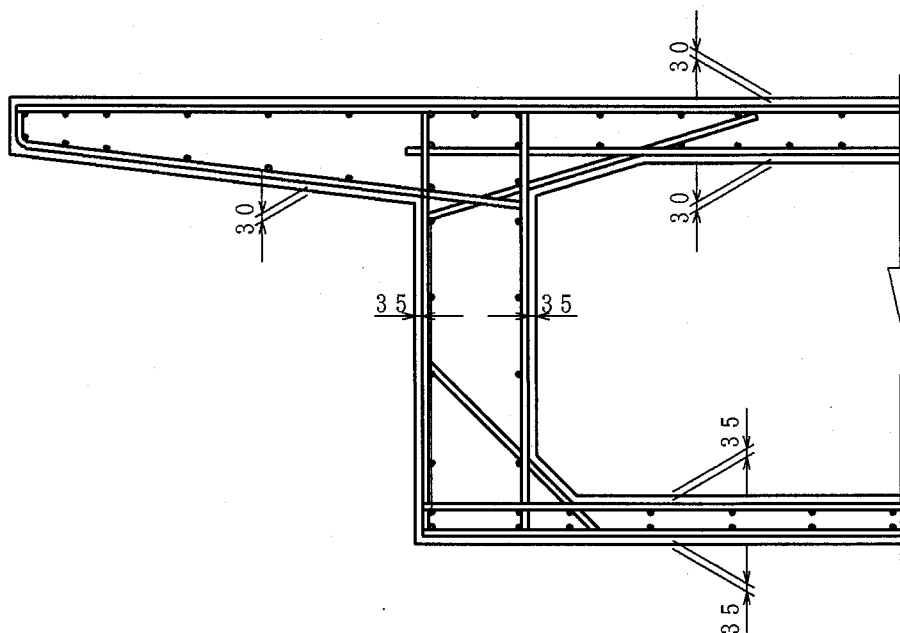


図-解3.4.1 鉄筋のかぶり (mm)

4. 合成げた橋

4.1 主げたの設計

- (1) 応力度の照査にあたっては、主げたと床版とのクリープおよび乾燥収縮の差を考慮するものとする。
- (2) 主げたのウェブは、床版から伝達される曲げモーメントに対しても安全でなければならない。
- (3) 主げたの上フランジ及び下フランジは、横断勾配に関係なく水平としてよい。

【解説】

- (1) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の差を考慮する場合の、主げたと床版との材令差の例を、図-解 4.1.1 および表-解 4.1.1 に示す。

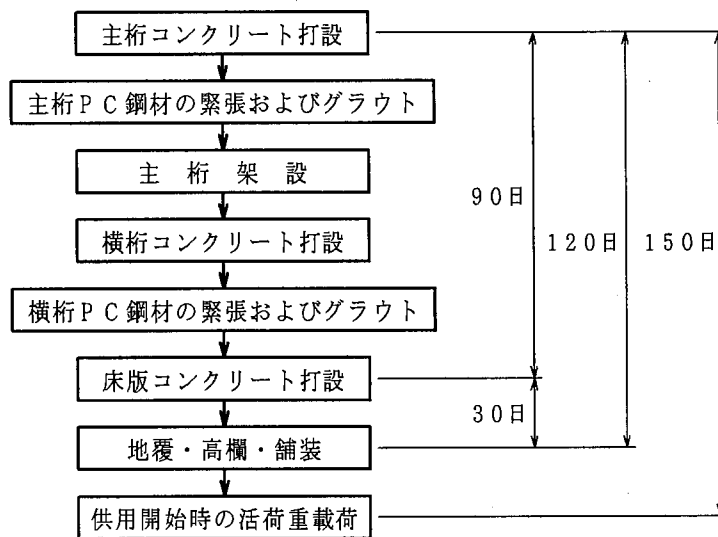


図-解 4.1.1 施工日数の例（3径間の場合）

表-解 4.1.1 主げたと床版の材令差の例（3径間の場合）

	床版合成時	後死荷重載荷時
主げた	90日	120日
床版	—	30日

- (2) コンクリート橋の床版と主げたウェブは、一体となって外力に抵抗するため、床版の支点曲げモーメントがウェブに伝達される。このため、主げた内のスターループが床版より伝達される曲げモーメントに対して安全か否かを検討する必要がある。構造モデルは、図-解 4.1.2 に示すように部材図心軸を結んだウェブ下端を固定した門形ラーメン構造と仮定する。主げたに分配される曲げモーメントは、死荷重によるものと活荷重によるもの（床版の設計に用いる曲げモーメン

ト) とする。

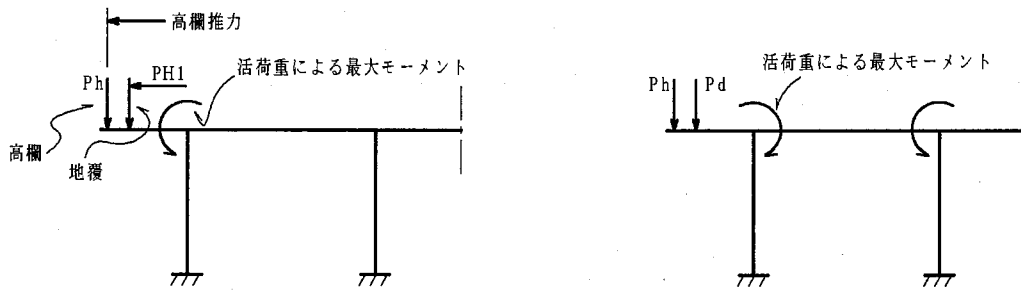


図-解4.1.2 荷重載荷状態

- (3) 横断勾配は場所打ち床版の厚さで調整するものとする。ただし、主げた上における床版の最小厚は、図-解4.1.3 に示すように 150 mm 以上としなければならない。

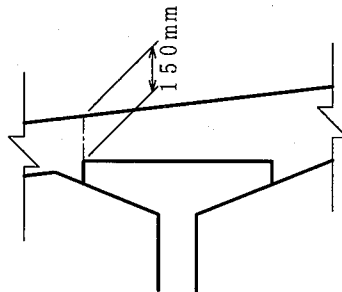


図-解4.1.3 主げた上の場所打ち床版の最小厚

4.2 横げたの設計

- (1) 中間横げたを設ける場合には、中間横げたは床版と一体化させないことを原則とする。
- (2) 中間横げたにはP C鋼材を配置し、プレストレストコンクリート構造として設計することとする。

【解説】

- (1) 中間横げたを床版と一体化すると、この部分の床版橋軸方向に大きな曲げモーメントが生じるため、中間横げたは床版と一体化させないこととした。
- (2) 中間横げたと主げたの横方向の一体化を図るため、横げたにはP C鋼材を配置する。また、設計荷重作用時のコンクリート応力度は、主げたとの接合部に開きが生じないように圧縮状態とする。

4.3 曲線橋・斜橋への対応

- (1) 曲線橋の場合には、主げたを直線配置とし、張出床版によって調整することを原則とする。
- (2) 斜橋において床版にプレキャストP C板を用いた合成床版とする場合、P C板を主げたに直角に敷設し、端部で調整することを原則とする。
- (3) P C板を開孔または切断した部分が、現場打ちコンクリートで被覆されない場合は、その部分をエポキシ樹脂またはそれと同等の材料で被覆しなければならない。

【解説】

- (1) 曲線橋の場合には、図-解4.3.1に示すように主げたを直線配置とし、張出床版によって調整することを原則とした。また、施工上の観点から、張出床版の張出長が過大にならないような主げた配置を行うことが望ましい。

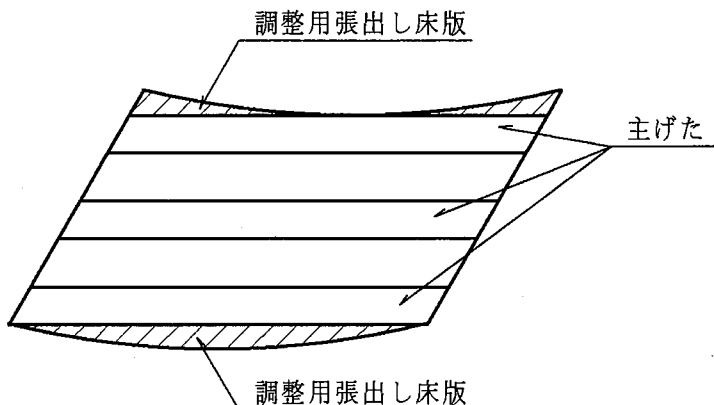


図-解4.3.1 曲線橋の場合の調整

- (2) PC板を用いる斜橋の場合、端部に調整用の異形PC板を敷設し、その他の標準板を主げたに直角に配置することを原則とする。また、調整部分の幅が50cm未満となる場合は、図-解4.3.2のように2枚以上のPC板で調整してPC板の幅が50cm未満とならないようにしなければならない。このとき、図-解4.3.3に示すようにPC板の幅の短辺は、長辺の0.7倍以上としなければならない。

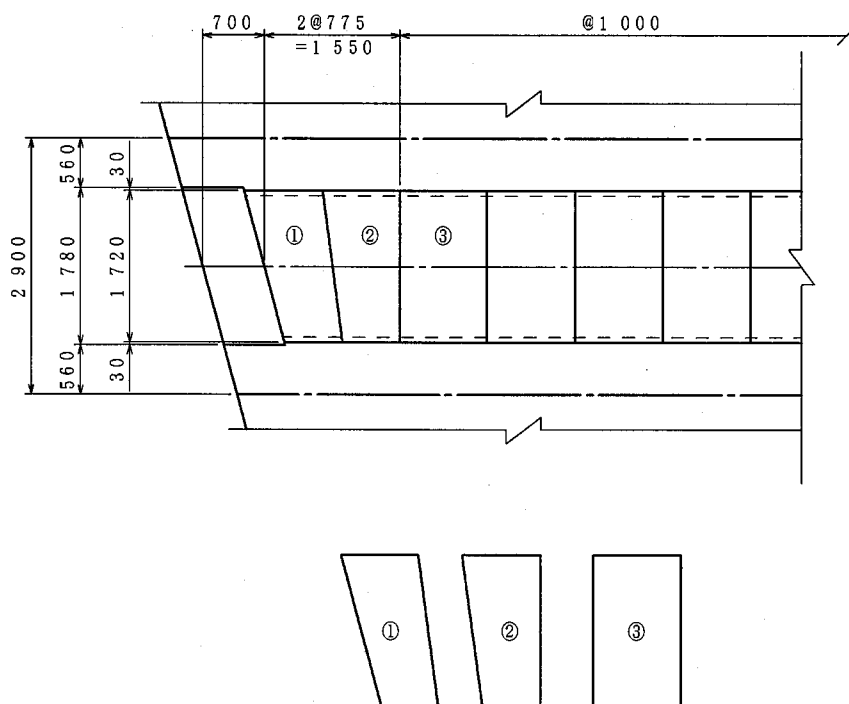


図-解4.3.2 斜橋の場合のPC板配置例

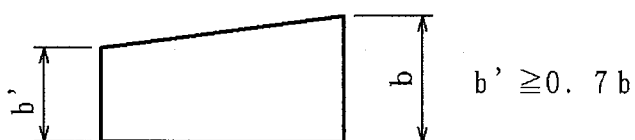


図-解4.3.3 PC板の斜め切断

4.4 連続化への対応

- (1) 応力度の検討は、施工順序に従って、載荷状態・構造形式の変化・抵抗断面の変化など考慮して行わなければならない
- (2) 中間支点部の横げたには、主げたを縫う形で横締PC鋼材を配置しなければならない。
- (3) 中間支点上の主げたの連結をプレストレストコンクリート構造とする場合、主げたと床版コンクリートの結合面におけるせん断応力度は、床版に作用しているプレストレスによるせん断力を考慮しなければならない。

【解説】

- (1) 施工順序に従って、構造系は単純げたから連続格子げたに、断面形状は主げた断面から床版合成断面へとそれぞれ変化する。従って応力度の検討は、施工段階毎に各段階に応じた載荷状態・構造形式および抵抗断面を用いて行わなければならない。
- (2) 連結げたの場合には、橋軸方向に隣り合う主げたを連結するために主げたと横げたの結合を確実に行うことが必要である。このため横締めPC鋼材を配置してプレストレスを与えるのが一般的であり、そのプレストレス量は横げた断面に対して 1.5N/mm^2 以上とする。連続げたの場合には、主げたは主方向PC鋼材によって橋軸方向に連結されているため、横げたに発生する曲げモーメントに対して横締めPC鋼材の必要量を配置すればよい。

5. プレキャストセグメント橋

5.1 設計基準強度の使用区分

プレキャストセグメント工法に用いる主げたのコンクリートは原則として設計基準強度が 40 N/mm^2 以上のものとする。また、工場のような管理された場所で製作する場合には 50 N/mm^2 としてよい。

【解説】

道路橋示方書Ⅰ共通編 3.2.3 に規定されているポストテンション方式のプレストレストコンクリート部材としての設計基準強度は 30 N/mm^2 以上となっているが、プレキャストセグメント工法に用いる主げたのコンクリートについては、プレキャストセグメント部材としての接合キー部の局所的な支庄に対する安全性や、取扱い、運搬時の安全性を確保することなどを考慮して規定した。

5.2 塩害桁における打継ぎ目の許容応力度

プレキャストセグメント工法を適用する塩害桁は、“かぶり”や“塗装鉄筋”などによる方法で塩害対策を施した場合には、プレキャストセグメントの継目部と同様に設計を行えばよい。

【解説】

プレキャストセグメント工法を適用する場合の設計は、通常のけたとして十分な安全性を確保できるよう設計するほかに、プレキャストセグメント橋としての継目部についての設計を併せて行う必要がある。塩害桁についても同様であり、継目部の設計は、道路橋示方書Ⅲ「17章 プレキャストセグメント橋」などに基づいて行うのがよい。

継目部の設計における許容引張応力度は道路橋示方書等に掲載されているが、塩害桁に対する記載はないため、ここでは、塩害桁においても道路橋示方書の値を使用してよいこととした。ただし、塩害桁の一般部における許容引張応力度は、道路橋示方書とは別途に、耐久性確保を目的として発注者で規定されている場合があるので、その場合は発注者と協議の上、許容値を定めるものとする。

6. 片持架設工法

6.1 仮固定部の検討

6.1.1 検討項目

仮固定部においては以下の項目について検討を行うものとする。

- (1) 仮固定鋼棒のプレストレス力および地震時引張応力度
- (2) 仮支承コンクリートの圧縮応力度
- (3) 橋脚天端の支圧応力度
- (4) 水平ストッパーのせん断応力度

【解説】

近年、PC橋においても長大橋が多くなり、連続桁橋・ラーメン橋・PC斜張橋・アーチ橋などにおいて、地形条件や河川条件から片持架設工法を採用するケースが増加してきている。

張出し施工を行う場合、施工時における橋体の応力度や下部工の安定に対する照査が必要となるが、考慮する荷重やその組合せ、照査項目など明確に規定されたものはない。また、連続桁形式の橋梁で片持架設を行う場合には、施工時に主桁と橋脚を固定する目的で仮固定を行うが、その構造細目や設計法なども細部にわたって規定されたものがないのが現状である。

ここでは連続桁で片持架設を行う場合の仮固定部の検討項目について示した。

6.1.2 荷 重

仮固定部の検討においては次の荷重を考慮するものとする。

- (1) 自重および架設作業車等によるアンバランスモーメント
- (2) 地震力

【解 説】

荷重の種類については『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ&A集』（ディビダーク協会）によった。また日本道路公団「設計要領 第二集」8章 コンクリート橋3-8-6においても同様の扱いとなっており、地震力は図-解6.1.1 に示すように $K_h = KH/2$ および $K_v = \pm KH/4$ を考慮している。

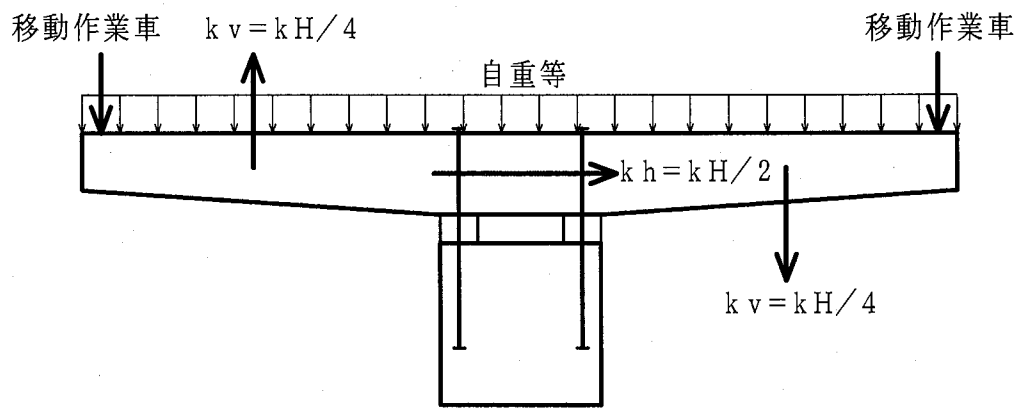


図-解6.1.1 仮固定部の設計に考慮する荷重

なお、架設中に越冬する場合には別途雪荷重についても考慮することが望ましい。しかし、最大張出し状態であったり、架設作業車の有無など、施工工程によっては過大な応力が発生する可能性がある。したがって越冬する場合には施工工程を含めて、除雪の有無、架設構造系、荷重の組合せなど発注者と協議を行う必要がある。

6.1.3 施工時の構造系

施工中においても構造系が変化する場合には、最も不利な構造系において照査を行うものとする。

【解説】

連続桁の端支点閉合時など、施工中においても構造系が変化する場合には、最も不利な状態を想定する必要がある。

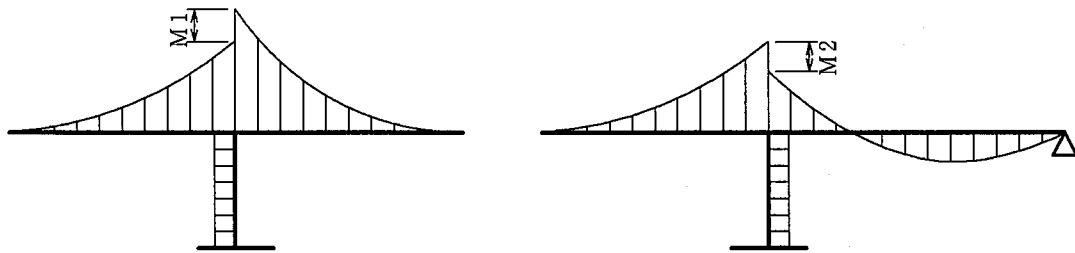


図-解6.1.2 施工時の構造系変化の例（曲げモーメント図）

6.1.4 荷重の組合せ

仮固定部の検討を行う場合の荷重の組合せは次のとおりとする。

- (1) 施工時 [自重+架設荷重]
- (2) 地震時 [自重+架設荷重] + [地震力]

【解説】

仮固定部の検討に対する荷重の組合せは『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ & A集』によった。

6.1.5 許容応力度の割増係数

仮固定部各部材の許容応力度の割増係数は表-解6.1.1 に示す値とする。

表-解6.1.1 仮固定部各部材の許容応力度割増係数

		許容応力度の割増係数	
		施工時	地震時
応 力 度 照 査	仮支承コンクリート圧縮応力度	1.25	1.50
	橋脚天端の支圧応力度	1.50	1.50
	水平ストッパーせん断応力度	—	1.50

【解説】

(1) 仮支承コンクリートの圧縮応力度

『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ&A集』では許容応力度の割増係数は道示Ⅲ3章 許容応力度を準用して、施工時は架設時荷重として1.25とし地震時は1.50としている。

(2) 橋脚天端の支圧応力度

許容応力度の割増係数は、道示Ⅳ4章許容応力度を準用して、施工時は完成後の応力度が著しく低くなる場合として1.50とし、地震時は1.50とした。

(3) 水平ストッパーのせん断応力度

『ディビダーク橋と設計に関するQ&A集』では許容応力度の割増係数は通常の架設材の地震時の割増係数と同じく1.50としている。

6.1.6 仮固定鋼棒の検討

(1) 施工時

張出し架設中の全死荷重 (N) とアンバランスモーメント (M) に対し仮支承反力 (R) が負反力を生じないようにプレストレスを導入するものとする。

(2) 地震時

地震時は施工時のアンバランスモーメントおよび地震力に対して仮固定鋼棒の引張力を照査するものとする。

【解 説】

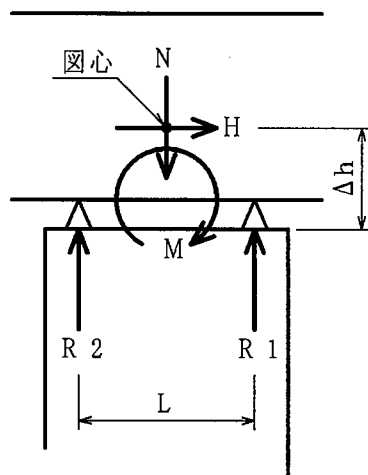
(1) 施工時

仮支承から主げたが浮き上らないようにプレストレスを導入することとした。

(2) 地震時

水平震度による水平力 (H) は上部工図心位置に作用するものとして、橋脚天端での作用モーメントを算出する。

なお、『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ&A集』および『コンクリート道路橋施工便覧』によれば、本支承をあらかじめセットする場合には3点支承として設計する場合もあり、この場合はN/2をN/3として計算する。



$$R_1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{L}$$

$$R_2 = \frac{N}{2} - \frac{M}{L}$$

図-解 6.1.3 荷重の作用位置と仮支承反力

(3) 許容応力度

仮固定鋼棒の許容応力度は『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ&A集』により、施工時は緊張直後の許容応力度 (0.7σ_{pu} または 0.85σ_{py} のうち小さい方)、地震時は引張強度 (σ_{pu}) 以内とした。

日本道路公団「設計要領 第二集」でも同様の値を採用している。

6.1.7 仮支承コンクリートの検討

仮支承コンクリートの圧縮応力度の照査を施工時、地震時について行うものとする。

【解説】

- (1) 仮支承コンクリートは軸圧縮応力度に対して設計を行うものとする。また許容応力度は、道示Ⅲ 3.2 コンクリートの許容応力度の許容軸圧縮応力度とする。

$$\sigma_c = R / A \leq \sigma_{ca}$$

ここに

σ_c : 仮支承コンクリートの軸圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : 許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

R : 仮支承コンクリートに作用する反力 (N)

$$R = [\text{荷重による軸力}] + [\text{プレストレスによる軸力}] + [\text{仮支承自重}]$$

A : 仮支承コンクリートの断面積 (mm²)

- (2) 仮支承コンクリートは軸圧縮応力度の照査を行うこととしたが、支承規模が大きくなり仮支承コンクリートの高さも高くなる場合には、別途検討を行うものとする。

6.1.8 橋脚天端の支圧応力度

仮支承コンクリート下面で橋脚天端の支圧応力度の照査を施工時、地震時について行うものとする。

【解説】

一般に仮支承コンクリートの設置位置は橋座端部であり、さらに縁端距離に余裕のない配置となる場合が多いことから、道示Ⅲ 3.2 コンクリートの許容応力度のコンクリートの許容支圧応力度の算出式において $A_c / A_b = 1.0$ とし、許容応力度は安全側で、かつ計算の簡略化を考慮した次式とした。

$$\begin{aligned} \sigma_{ba} &= (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck} \\ &= 0.3 \sigma_{ck} \end{aligned}$$

ここに、

σ_{ba} : 橋脚天端のコンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

σ_{ck} : 橋脚天端のコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の全面積 (mm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²)

6.1.9 水平ストッパーの検討

水平ストッパーは、地震時水平力に対して曲げ応力度・せん断応力度の照査を行うものとする。またその周辺のコンクリートに対する支圧応力度についても照査をおこなう。

【解説】

(1) 水平ストッパーには一般的に H 形鋼が用いられる。地震時の水平力に対しては上部工および橋脚に埋めこんだ H 形鋼で抵抗するものとして、せん断応力度の照査を行うものとした。

(2) H 形鋼の許容せん断応力度 (SS400 の場合)

$$\tau_a = 80 \times 1.5 = 120 \quad (\text{N/mm}^2)$$

(3) H 形鋼に作用する曲げモーメント、および埋込み部におけるコンクリート支圧応力度の照査

これまでのせん断応力度の照査に加え次式により曲げモーメントを算出し応力度の照査をおこなう。

$$M_d = \frac{4H_{sd}(a+3b)^3}{27(a+2b)^2}$$

ここに

M_d : 設計モーメント (kN・m)

H_{sd} : 設計水平力 (kN)

a : 埋込み長 (m)

b : 桁下面からの橋座面までの高さ (m)

H 形鋼埋込み部に生じるコンクリート支圧応力度は次式より求める。

$$\sigma_{1d} = \frac{2 \cdot H_{sd}}{a^2 \cdot c} \cdot (a+3b) \qquad \sigma_{2d} = \frac{2 \cdot H_{sd}}{a^2 \cdot c} \cdot (2a+3b)$$

ここに

H_{sd} : 設計水平力 (kN)

a : 埋込み長 (m)

b : 桁下面から橋座面までの長さ (m)

c : H 形鋼幅 (m)

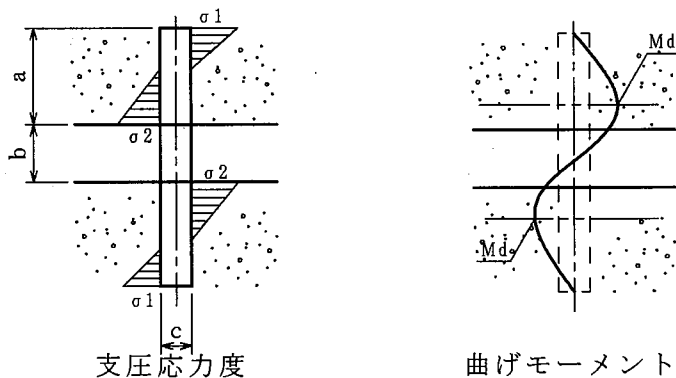


図-解 6.1.4 H 形鋼に作用する支圧応力度・曲げモーメント

6.1.10 構造細目

- (1) PC鋼棒の配置
橋脚内の定着位置は高さを交互にずらし、集中しないものとする。
- (2) PC鋼棒に対する補強筋
橋脚内の定着部は鉄筋補強を行うものとする。
- (3) 水平ストッパー（H形鋼）の配置
H形鋼の設置方向は、橋軸方向および直角方向に作用する地震力を考慮して、相互に向きを変えて配置するものとする。
- (4) 水平方向ストッパー（H形鋼）に対する補強筋
上部工および下部工の埋込み部はスパイラル筋で補強を行うものとする。
- (5) 仮支承コンクリートの補強
仮支承コンクリートは鉄筋で補強を行うものとする。

【解説】

- (1) 仮固定部の一般的な構造を図-解 6.1.5 に示す。

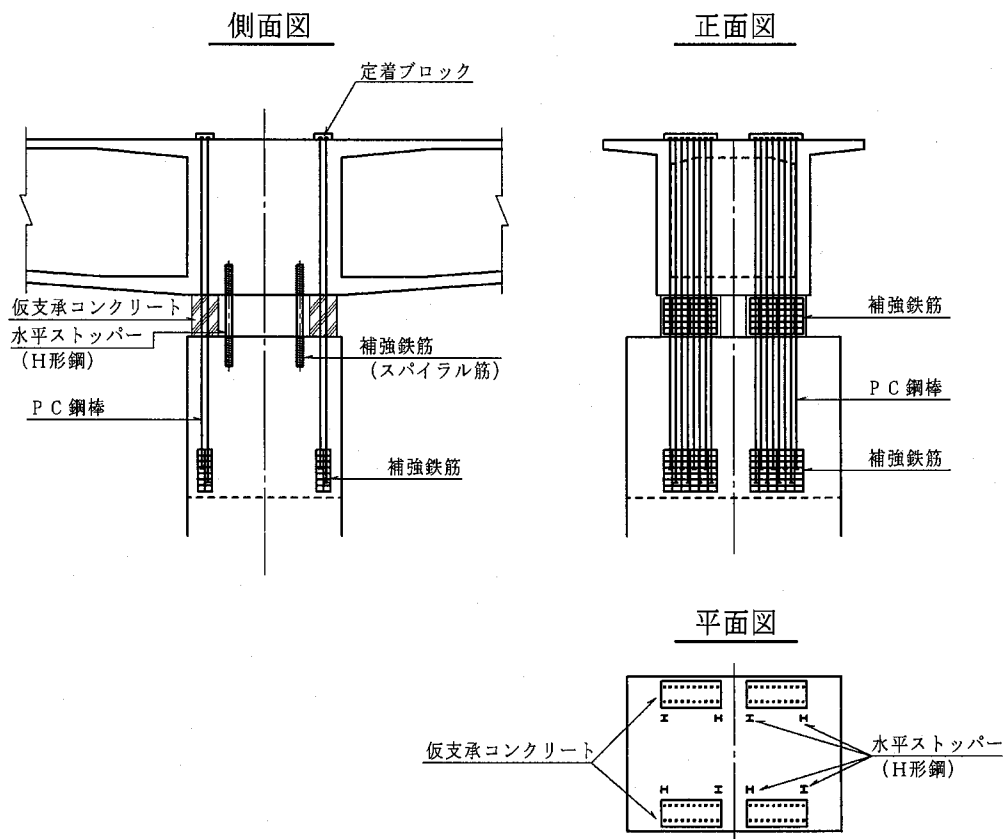


図-解 6.1.5 仮固定部の一般的な構造図

- (2) PC鋼棒の埋込み長は、橋脚の軸方向幅を目安とする。H鋼ストッパーの埋込み長は、埋込み部のコンクリートの支圧応力度が許容値を満足できるように設定する。

6.2 床版先端部PC鋼材配置

片持架設工法において施工ブロック長が短く片持床版長が長い場合、施工時の打継目部で片持床版先端まで有効にプレストレスが導入されない状態が考えられる。

このような状態が想定される場合には、片持床版先端付近に数ブロック施工毎に緊張できるPC鋼材を配置することが望ましい。

【解説】

1 ケーブル毎のプレストレスの有効幅は、道示Ⅲ 6.6.7 PC鋼材の定着により、次式にて求められる。

$$B = L \cdot \tan \beta$$

ここに、B：打継目位置でのプレストレスの有効分布幅

L：施工ブロック長

β ：プレストレス力の広がり角度（ $=33^{\circ} 40'$ ） $\tan \beta = 2/3$

すなわち、施工ブロック長とプレストレス有効幅の関係は表-解 6.2.1 の様になる。

表-解 6.2.1 有効分布幅

施工ブロック長 L (m)	プレストレス有効幅 B (m)
3.0	2.0
3.5	2.3
4.0	2.7

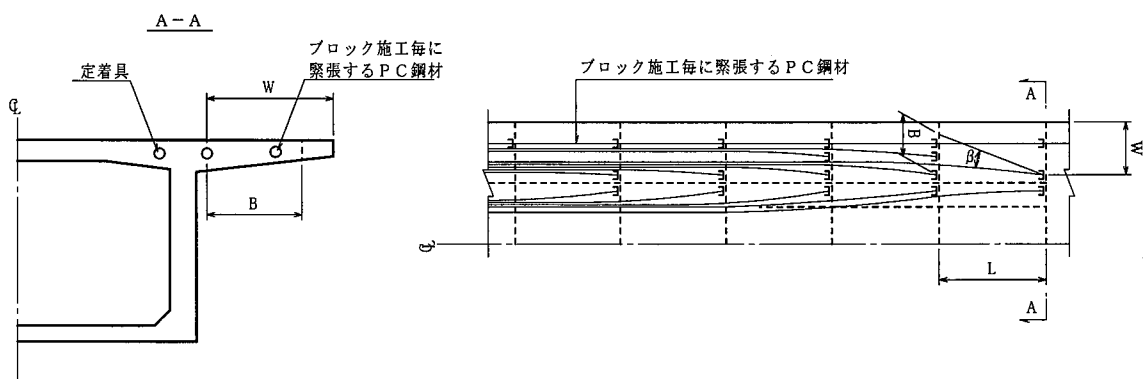


図-解 6.2.1 床版先端部PC鋼材配置(PC鋼棒の例)

したがって、片持床版の最も外側に配置されるPC鋼材定着位置より床版先端までの距離(W)が、施工ブロック長(L)より計算されるプレストレス有効幅(B)より大きい場合には、片持床版先端まで有効にプレストレスが導入されない。

その結果、片持架設時の主桁断面力や横締PC鋼材の緊張などの影響により片持床版先端付近の打継目に引張応力が発生し、漏水などの現象が生じる恐れがある。

そのため、片持床版先端付近に、PC鋼棒の場合はブロック施工毎に、PC鋼より線の場合は数ブロック施工毎に緊張できるPC鋼材を配置するのが望ましく、実際に配置して

いる施工例も多い。施工例としては、『第4回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集』（プレストレストコンクリート技術協会）に、「張出し架設時床版打継目の計測工報告」が発表されている。

7. その他

7.1 支承に作用する負の力

負の力が発生するおそれのある橋梁に対しては、負の力に対して十分な安全性を確かめなければならない。

【解説】

道示Ⅰ 4.1.2 支承に作用する負の力の解説に「負の力が発生するおそれのある場合には、この条に従い十分な安全性を有するように設計するものとする。」とあり、その適用に当たっては「なお、構造形式や架設誤差などを勘案しても負の力が生じないことが明らかである場合には、必ずしも条文の規定によらなくてもよいが、この場合でも支承部の設計においては十分な余裕を見込んでおくことが望ましい」とある。

しかし設計に当たり、余裕を見込んで負の力が発生するか否かの一般的な判定式は定まっていない。

これに対し日本道路公団「設計要領 第二集」では以下のように運用している。

「不等径間の連続けた橋や曲線けた橋のように、死活荷重の通常の載荷状態で、負の反力が予想される構造系に対しては、道示Ⅰ 4.1.2を適用するものとする。

なお、版構造あるいは格子構造など荷重分配を考慮する構造において、斜橋のような局部的な支承反力を算定する場合は、道示Ⅰ 4.1.2に示される式をそのまま適用すると反力が負となる影響線の面積が限定された領域になり、2倍のL荷重を載荷させると実荷重(T荷重)に比べて、過大な荷重を見込むことになる。

したがって、その適用にあたっては、実際の荷重状態に近い式(7.1.1)により反力Rを照査し、反力Rが負となる場合には道示Ⅰ 4.1.2に示される式により求めた値で構造物の安全性を確かめるものとする。」

として荷重分配を考慮した解析に対しての判定式として(7.1.1)を与えている。

この式では、死荷重もより詳細に把握できるので安全率を1.2と小さくしている。

$$R = R_{1i} + R_{d1} + R_{d2} / 1.2 \quad \dots\dots\dots (7.1.1)$$

ここに、

R_{1i} = 衝撃を含む活荷重による最大負反力

R_{d1} = 支承に負の反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力

R_{d2} = 支承に正の反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力

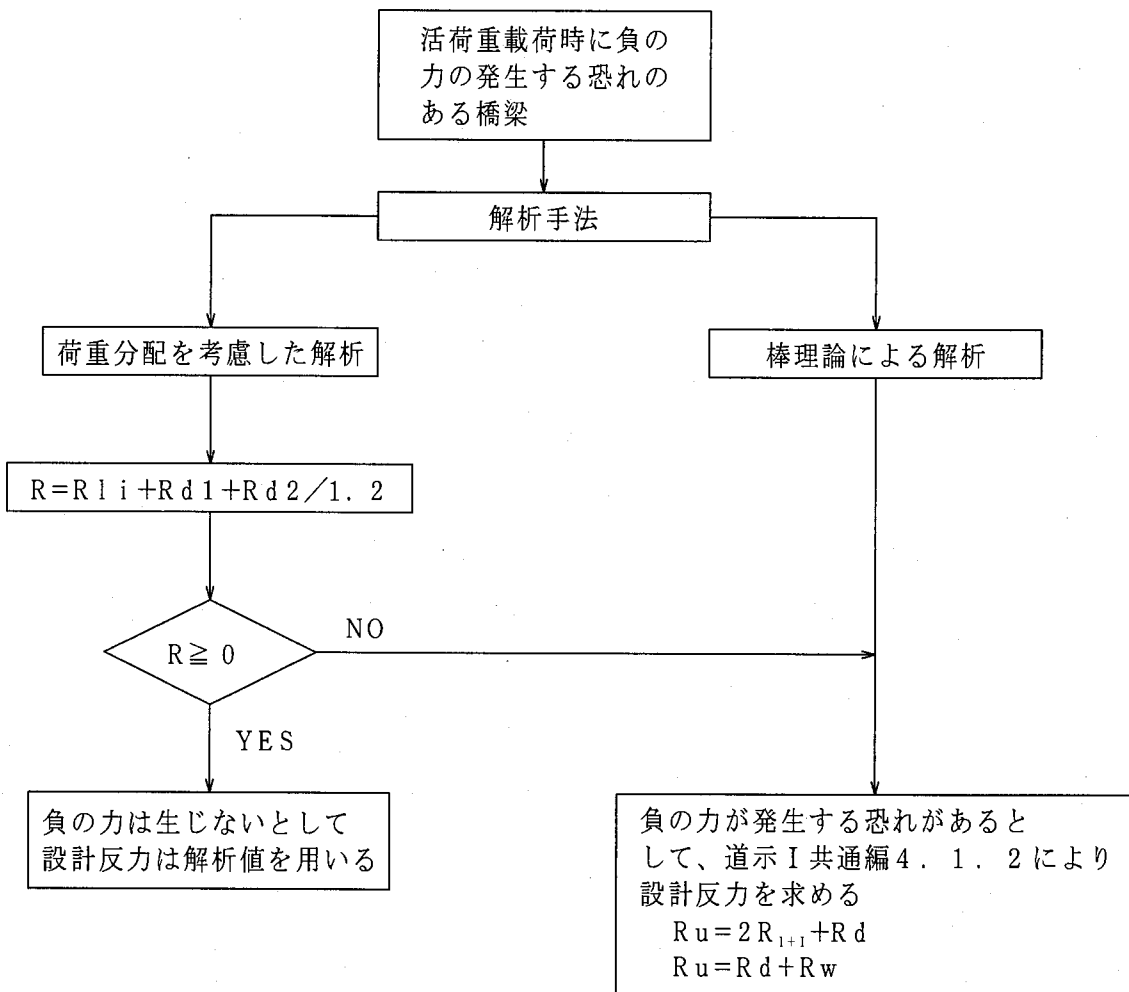


図-解 7. 1. 1 「支承に作用する負の力」の計算フロー

7.2 衝突荷重が片持床版に与える影響

7.2.1 片持床版（RCおよびPC）の設計に用いる荷重の組合せ

- (1) 片持床版（RCおよびPC）の設計には、次に示す荷重状態を考慮する。
- 1) プレストレッシング直後（PC部材のみ）
 - 2) 死荷重時
 - 3) 設計荷重時
 - 4) 衝突荷重時
- (2) 衝突荷重時の許容応力度の割増しは50%とする。
- (3) 片歩道の橋梁では、歩道部床版の配筋を車道部床版に合わせる。

【解説】

- (1) 片持床版の設計における一般的な荷重の組合せは以下のとおりである。

表-解 7.2.1 片持床版の荷重の組合せ

荷重状態	歩・車道	荷重の組合せ
プレストレッシング直後	共通	床版自重+導入 ϕ レストレス
死荷重時	共通	床版自重+橋面荷重+有効 ϕ レストレス
設計荷重時	車道	床版自重+橋面荷重+有効 ϕ レストレス+T荷重
	歩道	床版自重+橋面荷重+有効 ϕ レストレス+群集荷重+水平推力
衝突荷重時	車道	床版自重+橋面荷重+有効 ϕ レストレス+T荷重+衝突荷重
	歩道	床版自重+橋面荷重+有効 ϕ レストレス+衝突荷重
終局荷重時	車道	設計荷重時の断面力に対し、道示Ⅲ 2.2 に示す係数を乗じて算出する。
	歩道	

- 1) 水平推力は道示Ⅰ 5.1.2 橋梁用防護柵に準拠して 2.5kN/m とし、歩道等の路面から 110 cmの高さに作用させる。
- 2) 車両防護柵の場合は、衝突荷重とT荷重を同時に載荷することとした。このときT荷重の載荷位置は、床版の設計と同様、地覆から 25cm 内側とする。また、衝突荷重の大きさ、載荷位置は別項 7.2.2 に準ずることとする。なお、歩道部において衝突荷重を考慮するのは、高欄兼用車両防護柵を用いた場合のみとする。

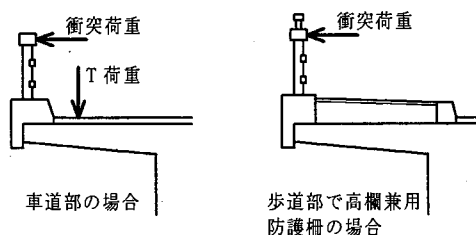


図-解 7.2.1 衝突荷重の載荷

(2) 道示Ⅲ 3.1 一般の規定に準拠した。衝突荷重時の鉄筋の許容応力度は、地震時同様、短期荷重の取り扱いとなるため、割増しをする際の許容応力度の基本値は 200 N/mm^2 (SD345) とする。なお、PC部材では、全断面有効として求めたコンクリートの引張応力度が 3.0 N/mm^2 を越える場合、鉄筋コンクリート部材と同様に、コンクリートの引張強度を無視して設計するのがよい。

(3) 歩道部床版は前項(1)に示すとおり、T荷重を載荷しない条件で設定することとした。しかしながら車両の路外逸脱など、不測の事態を想定すると、部材の耐力は車道部と同程度確保しておくのが望ましいため、車道部の配筋に合わせることにした。

なお、両歩道となる場合は、T荷重を載荷したケースについて、道示Ⅲ 2.2.4 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントにより終局耐力を確保しておくことが望ましい。この場合、荷重割増しは行なわないものとする。

7.2.2 橋梁用車輛防護柵に衝突する車両が片持床版に与える影響

橋梁用車輛防護柵を地覆に設ける場合は、片持床版の設計において車両による衝突荷重の影響を次のとおり考慮する。

- (1) 支柱式の場合は、防護柵のもつ最大支持力(P_{max})を用いて、式(7.2.1)により衝突荷重による曲げモーメントを算出する。このとき、最大支持力およびその作用位置は、表-7.2.1を原則とする。

表-7.2.1 支柱式防護柵の最大支持力と作用位置

防護柵の種別	A種	B種	C種
最大支持力(kN/本)	58.8	41.2	26.5
支柱間隔(m)	2.0	2.0	2.0
作用位置	トップビームの中心		

- (2) 鉄筋コンクリート壁式の場合には、衝突荷重(F)を用いて、式(7.2.2)により衝突荷重による曲げモーメントを算出する。このとき、衝突荷重およびその作用位置は、表-7.2.2を原則とする。

表-7.2.2 鉄筋コンクリート壁式防護柵に作用する衝突荷重とその作用位置

防護柵の種別	直壁型	フロリダ型
	SC(25t-50km/h-15度)	SB(25t-65km/h-15度)
衝突荷重(kN)	43	58
作用位置	路面より1.0m	路面より0.9m

【解説】

- (1) 衝撃荷重による曲げモーメントの算出式

$$M_s = \frac{P \times h}{B_o} \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots (7.2.1)$$

ここに P : 支柱の最大支持力(kN)

h : 床版中心からの主要横梁中心までの高さ(m)

B_o : 荷重を受けるコンクリート床版有効長(支柱間隔の2倍を有効長とする)

$$B_o = 2 \cdot L_p$$

L_p = 支柱間隔

$$M_y = F \cdot L \cdot \alpha_R \cdot (1 - B/7.5) \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots (7.2.2)$$

ここに α_R : 縦方向断面係数=0.5

F : 衝突荷重(kN)

L : F の作用位置から断面照査位置までの高さ(m)

$\left[\begin{array}{l} F \text{の作用位置は、路面からの高さが } 1.0\text{m} \text{ 以上の防護柵では路面から} \\ 1.0\text{m} \text{ の高さ、} 1.0\text{m} \text{ 未満の防護柵では路面から最上点までの高さとする。} \end{array} \right]$

B : 有効幅(m) = $2 \times L$

7.3 壁高欄の配筋

フロリダ型壁高欄の水きり幅を180mmとした場合の配筋例を、図-7.3.1に示す。

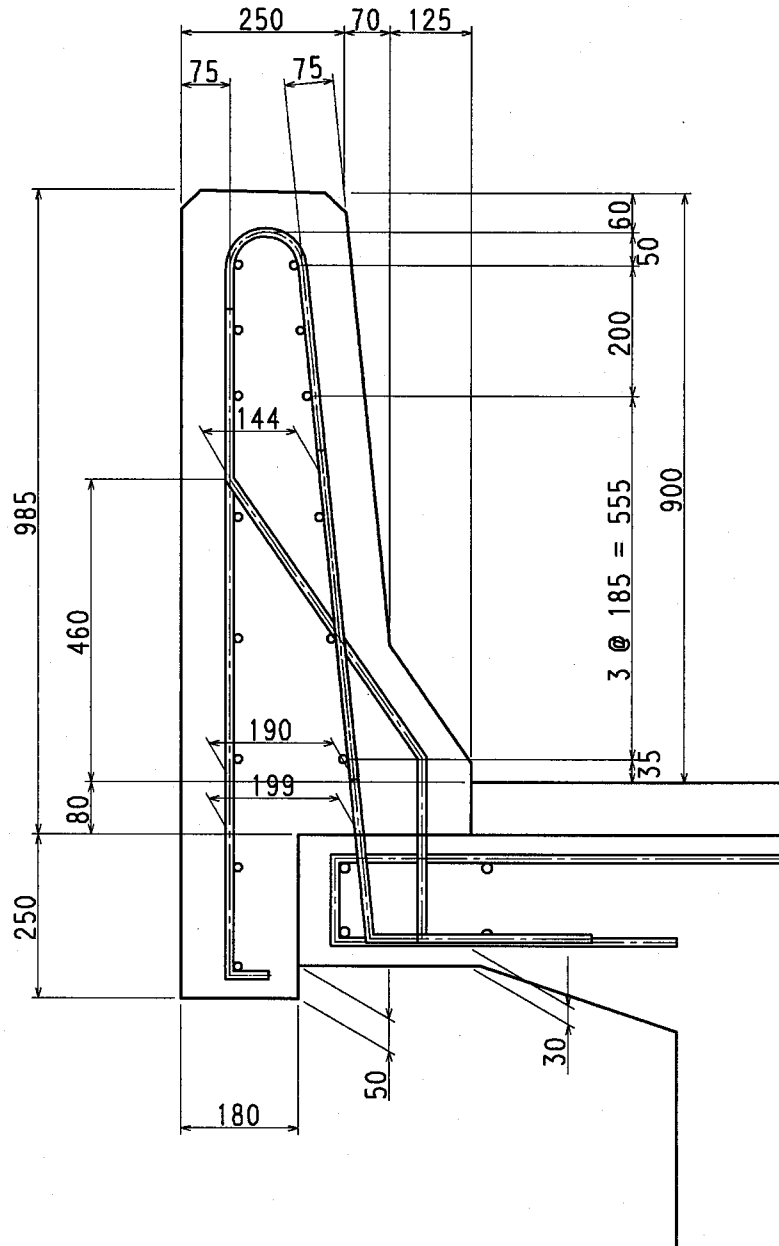


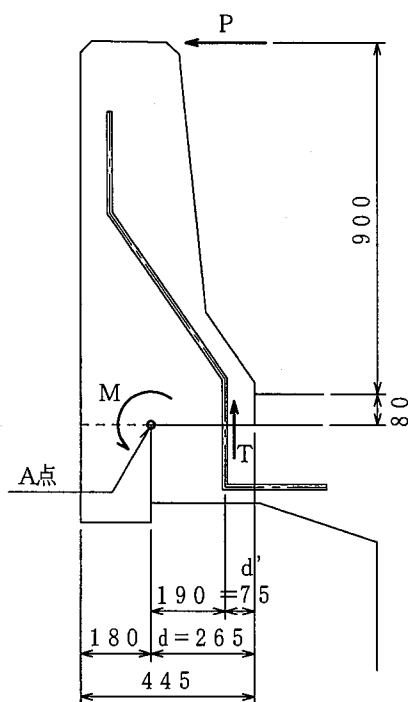
図-7.3.1 フロリダ型壁高欄の配筋例

【参考資料】 鉄筋コンクリート壁式防護柵の付け根部の照査例

ここでは、フロリダ型防護柵の付け根部の照査として、桁部に埋め込まれる防護柵主鉄筋（最内側の鉄筋）をアンカー鉄筋として考えた場合のコンクリートの付着応力度に対する照査と曲げ応力度の照査を行う。

なお、当設計モデルの水切り幅は、横締め鋼材 1S21.8 を想定し 180mm としている。当照査例の付着に関する照査方法では、水切り幅が大きくなると引き抜き力（T）も大きくなる傾向にあり、横締め鋼材 1S28.6 を用いた時に必要となる水切り幅では付着応力度の照査で許容値を満足しない。したがって、鉄筋間隔や鉄筋径等についての検討を要すことに留意されたい。

1. 計算モデル



設計断面は単位幅（1 m）当りで考える。

2. 防護柵主鉄筋のコンクリートの付着応力度に対する照査

(1) 引き抜き力の算出

1) A点回りの曲げモーメント

$$\text{死荷重} \quad 0.18 \times 0.98 \times 24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.090 = 0.389$$

$$\text{衝突荷重} \quad 58 \text{ kN} \times 0.98 \times 0.5 \times (1 - 2 \times 0.98 / 7.5) = 20.993$$

$$M = 21.382 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 桁埋め込み筋位置での引き抜き力

$$T = M / L = 21.4 / 0.19 = 112.6 \text{ kN}$$

(2) 鉄筋の引張応力度の照査

$$\begin{aligned}\sigma_t &= T / A_s \\ &= 112.6 \text{ kN} / (1.267 \text{ cm}^2 (D13) \times 4) \\ &= 222 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 300 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

$$\sigma_{ta} = 200 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 300 \text{ N/mm}^2 \text{ (SD345)}$$

(3) コンクリートの付着応力度の照査

1) アンカーとして付着に抵抗できる有効長の決定

道示Ⅲ 6.6.3「鉄筋の定着」項では、直角フックを付けた場合には、付けない場合に対し定着長を2/3として良い旨が示されている。この事から考えると直角フック部分は、付着に対し「1/3×L_a」分は抵抗できると考えられる。

従って、当計算例の場合の付着に対して有効な長さは、下記のように考える。

① 直角フックの付着に対する有効長：L₁

$$L_1 = 1/3 \times L_a = 1/3 \times 318 = 106 \text{ mm}$$

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2, \text{ SD345 の時の定着長：} L_a \\ L_a = \sigma_{sa} / (4 \times \tau_{oa}) \times \phi \\ = 200 / (4 \times 2.0) \times 12.7 \text{ mm (D13)} = 318 \text{ mm} \end{array} \right)$$

② 直角フックを含めない有効な定着長：L₂

$$L_2 = 158 \text{ mm}$$

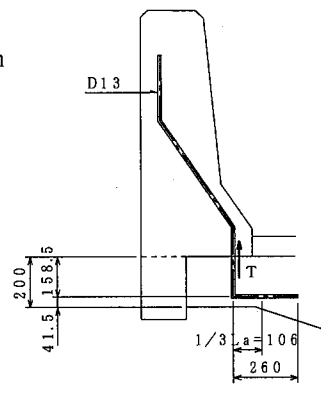
従って、アンカーとして付着に抵抗できる有効長は以下となる。

$$L = L_1 + L_2 = 106 + 158 = 264 \text{ mm}$$

2) コンクリートの付着応力度の照査

$$\begin{aligned}\tau_o &= T / (\phi \times \pi \times L_a \times n) \\ &= 112.6 \text{ kN} / (12.7 \text{ mm (D13)} \times \pi \times 264 \text{ mm} \times 4) \\ &= 2.7 \text{ N/mm}^2 < \tau_{oa} = 3.0 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

$$\tau_{oa} = 2.0 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 3.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (}\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2\text{)}$$



3. 防護柵付け根部の曲げ応力度の照査

(1) 曲げモーメントの算出

$$\text{前項 2. (1) より } M = 21.382 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(2) 断面計算

主鉄筋間隔 25 cm

$$B = 100.0 \text{ cm}$$

$$d = 26.5 \text{ cm}$$

$$d' = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.267 \times 4 = 5.068 \text{ cm}^2 \text{ (D13)}$$

$$n = 15$$

$$\begin{aligned} P &= A_s / (B \times (d - d')) \\ &= 5.068 / (100.0 \times (26.5 - 7.5)) \\ &= 0.00267 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{ (2Pn + (Pn)^2) - Pn } \\ &= \sqrt{ (2 \times 0.00267 \times 15 + (0.00267 \times 15)^2) - 0.00267 \times 15 } \\ &= 0.246 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} j &= 1 - k/3 \\ &= 1 - 0.246 / 3 \\ &= 0.918 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 2My / (k \times j \times B \times (d - d')^2) \\ &= 2 \times 21.382 \text{ kN}\cdot\text{m} / (0.246 \times 0.918 \times 100.0 \text{ cm} \times (26.5 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm})^2) \\ &= 5.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 12 \text{ N/mm}^2 \text{ (} \sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= My / (A_s \times j \times (d - d')) \\ &= 21.382 \text{ kN}\cdot\text{m} / (5.068 \text{ cm}^2 \times 0.918 \times (26.5 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm})) \\ &= 241.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\sigma_{sa} = 200 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 300 \text{ N/mm}^2 \text{ (SD345)}$$

7.4 水切り形状と使用区分

- (1) 地覆水切りがある場合
水切り幅は表-解 7.4.1 に示す値を参考にして決定する。
- (2) 地覆水切りが無い場合
図-解 7.4.1 に示すように面木設置による水切りを設ける。その際、床版下側鉄筋について、かぶりを確保出来る配筋を行う事。

【解 説】

- (1) 地覆水切りがある場合

表-解 7.4.1 水切り形状と使用区分

マルチワイヤーシステム		シングルストランドシステム		マルチストランドシステム	
記号	寸法 (mm)	記号	寸法 (mm)	記号	寸法 (mm)
1 2 φ 5		1 S 1 7. 8		7 S 1 3	
a	—	a	85	a	—
b	40	b	35	b	—
c	35	c	35	c	—
d	75	d	155	d	120
1 2 φ 7		1 S 1 9. 3		8 S 1 3	
a	—	a	90	a	—
b	40	b	35	b	—
c	35	c	35	c	—
d	75	d	160	d	120
1 2 φ 8		1 S 2 1. 8			
a	—	a	103		
b	40	b	35		
c	35	c	37		
d	75	d	175		
		1 S 2 8. 6			
		a	122		
		b	35		
		c	38		
		d	195		

(2) 地覆水切りが無い場合

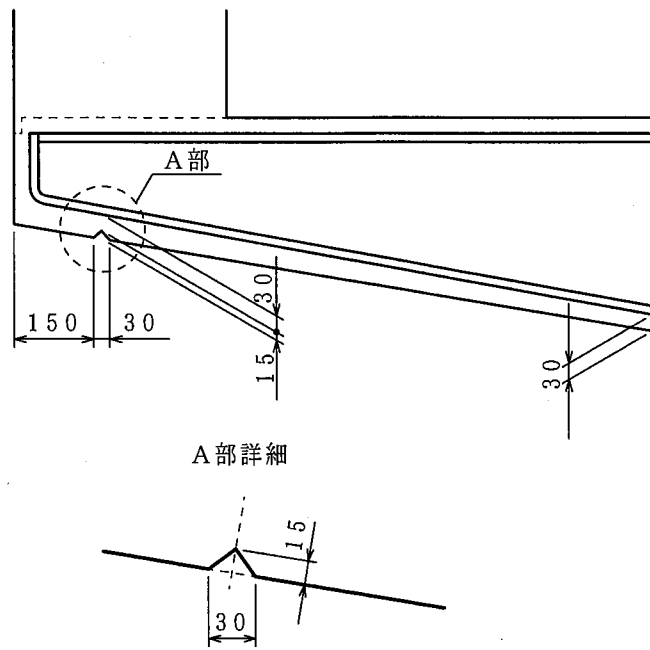


図-解 7.4.1 地覆水切りが無い場合の面木設置

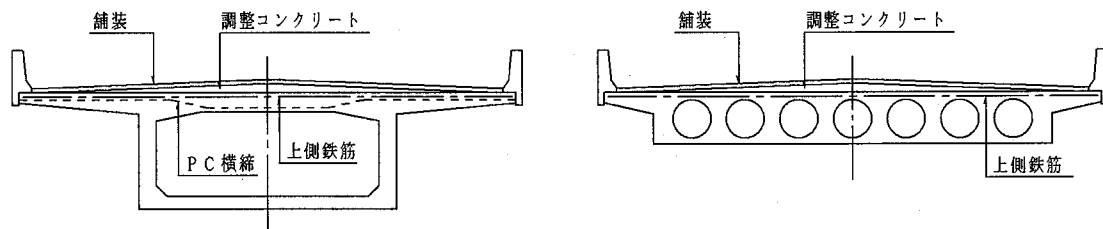
7.5 横断勾配の処理方法および均しコンクリート施工方法

- (1) 均しコンクリートの扱いは、下記を基本とする。
- 1) アスファルト舗装による調整は施工性を考慮して行わないこととする。
 - 2) 均しコンクリートは調整コンクリートとし、橋体工と一体で施工することを基本とする。
 - 3) 調整コンクリートは構造部材と見なさないものとし、死荷重扱いとする。
- (2) 横断勾配の処理方法は施工性に十分考慮して決定するものとする。

【解説】

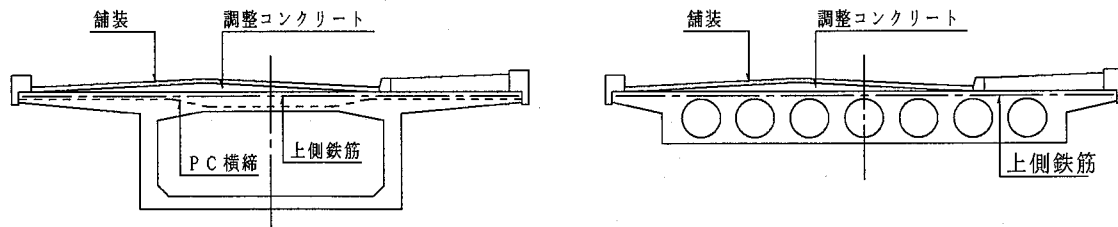
- (1) 3) については、調整コンクリートを有効断面とした場合が必ずしも危険側のケースとなり得ないこと、およびその影響が限られていることから、構造部材と見なさないものとした。
- (2) 場所打ち施工の箱桁橋、および中空床版橋における横断勾配の処理方法の例を以下に示す。ただし、横断勾配が変化する場合や幅員が広い場合などは別途考えるものとする。

(a) 2%おがみ勾配（車道断面）

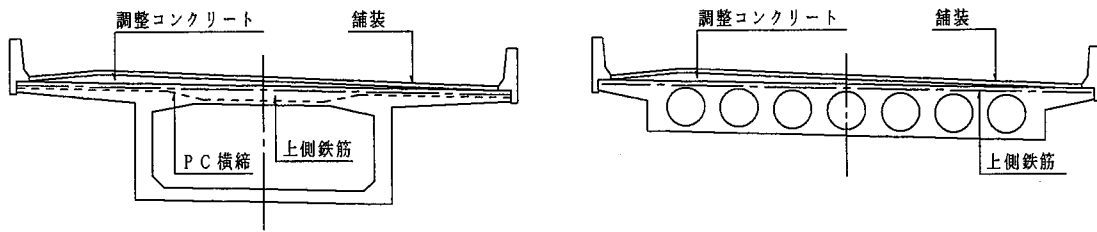


箱桁橋の場合もPC横締めめの計算が煩雑となるため、上側鉄筋を橋面なりの曲げ加工はしないことを基本とする。ただし、床版の設計上有利となる場合や広幅員で2室以上の箱桁などの場合には床版厚を一定にするなどの処理を行ってもよい。

(b) 2%おがみ勾配（車道+片歩道断面）



(c) 片勾配路肩折れあり（車道断面のみ）



桁の上下面は平行となるように断面形状を決定し、張出床版を途中で折ることは施工性を考慮して行わないことを基本とする。

7.6 床版防水工

橋梁の床版には、水の浸透を防止するため、防水層を設置する。
防水層上に溜まった水を速やかに排除するため、排水処理を行なう。

【解説】

- (1) 床版への雨水や塩化物の浸透を防止し、床版の耐久性の向上を図るために、防水層を設置する。
- (2) 防水層の設置範囲は、車道部・歩道部全面とする。
- (3) 防水層は、図-解 7.6.1 に示すとおり、車道部・歩道部ともアスファルト舗装と均しコンクリートとの境界に施工するが、縁石の下及び背面は、施工が困難であることから、防水層は設置しない。

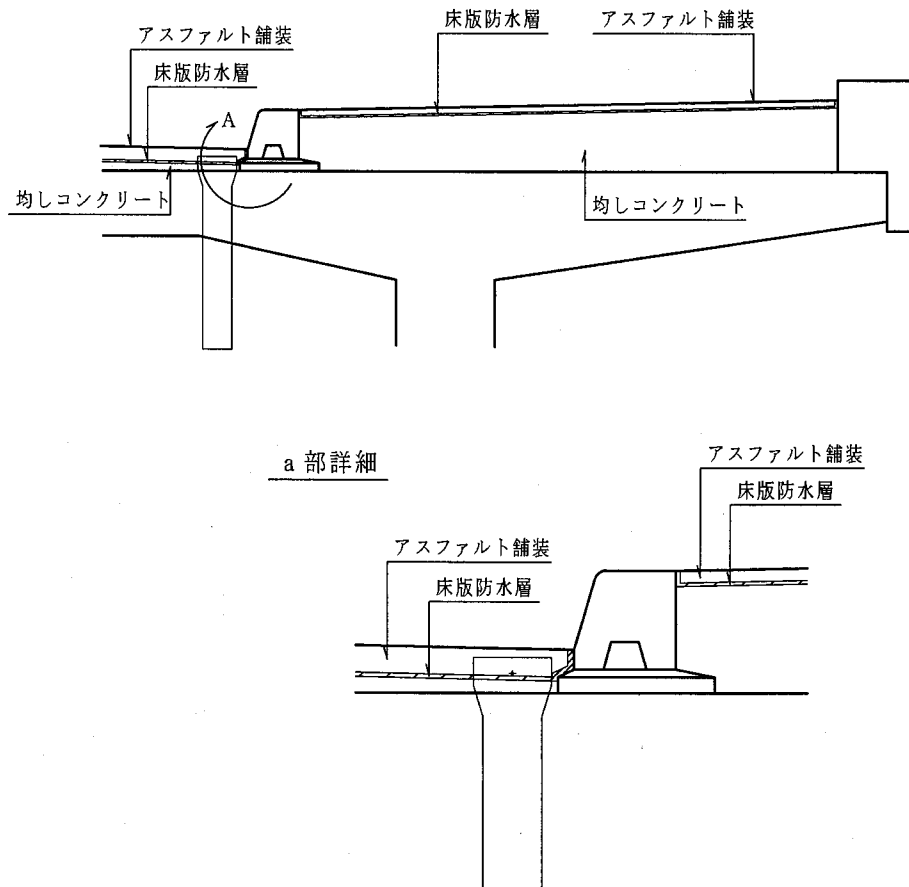


図-解 7.6.1 床版防水層の設置範囲

(4) 防水層上に溜まった水は、舗装を劣化させる原因となるので、排水柵側面にあらかじめ設けた水抜き孔および排水パイプの適切な配置により、すみやかに排除するものとする。

以下に、排水処理の例を示す。

1) 排水柵の水抜き孔

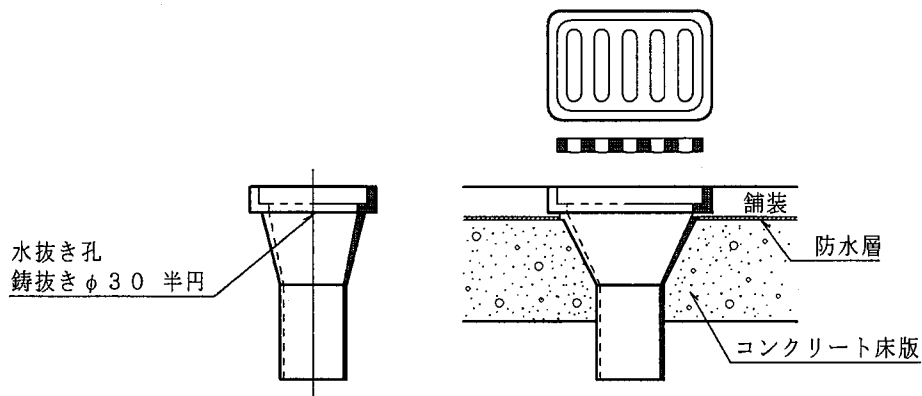


図-解 7.6.2 排水柵の水抜き孔の例

2) 排水パイプ

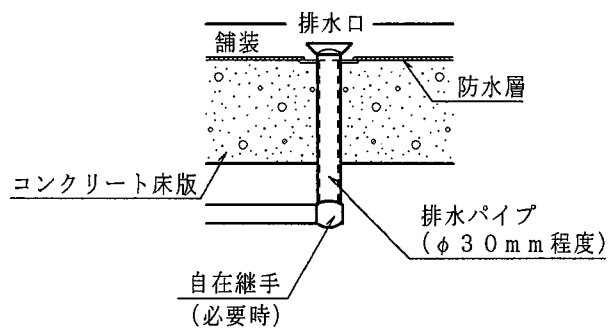


図-解 7.6.3 排水パイプの例

(5) 伸縮装置手前の排水処理について

参考として排水処理案を示す。

1) 端部(伸縮装置)の排水処理

- ・ 伸縮装置手前に排水パイプを設置し、導水パイプにより排水装置に導く。
- ・ 鋼橋では、排水パイプのみを設置し、施工時の排水処理に利用しており、舗装後は埋め殺しとなっている例が多い。

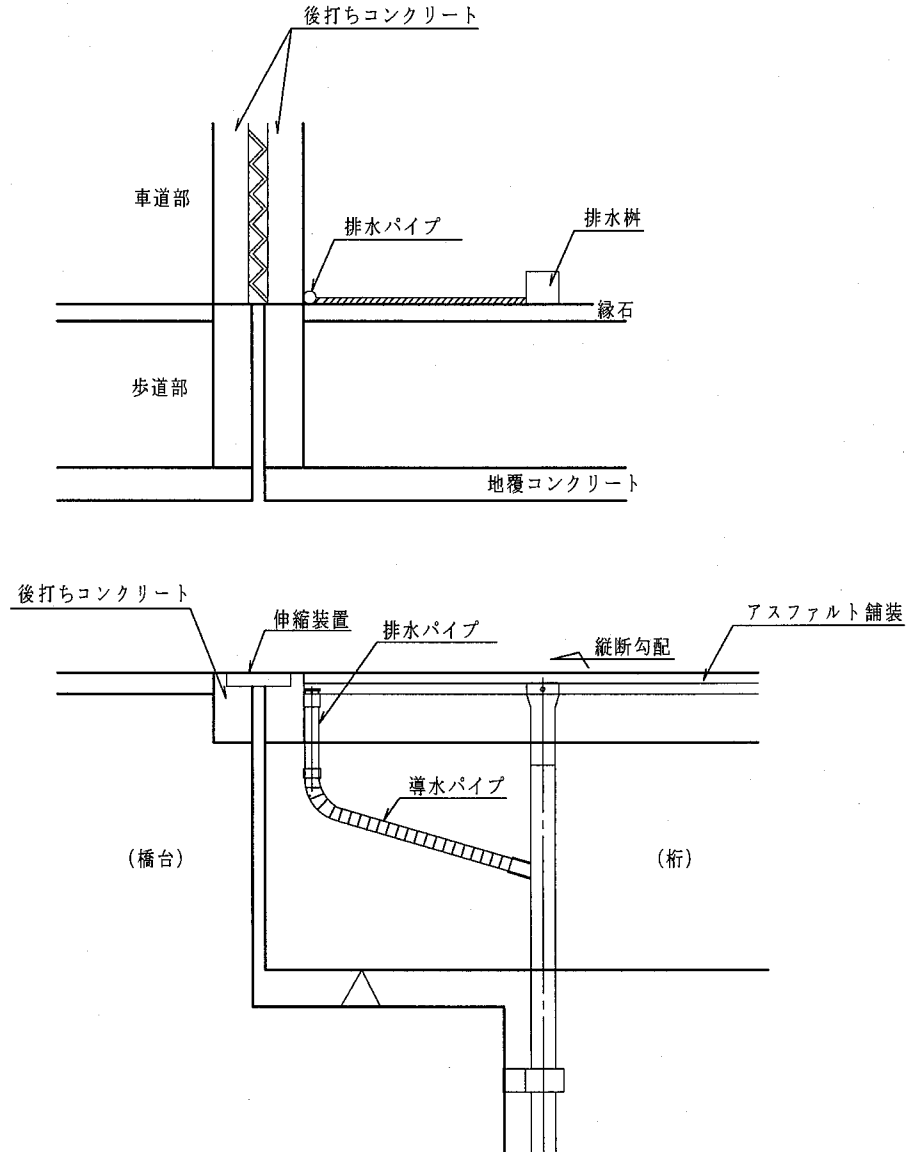


図 - 解 7. 6. 4 端部(伸縮装置)の排水処理

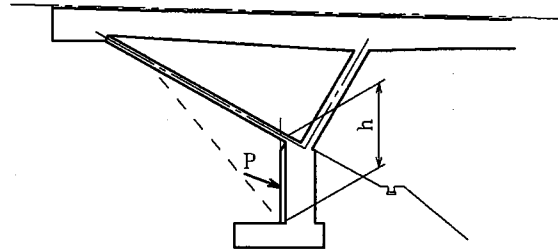
7.7 PC斜π橋の土留壁計算手法

PC斜π橋の土留壁には、背面土圧を作用させて部材設計を行うこととする。

【解説】

(1) 土圧の考え方

- 1) 土圧作用面 : 壁面の後ろ
- 2) 土圧作用高 : 外面斜材下面
- 3) 盛土高天端 : 傾斜
- 4) 土圧計算手法 : 試行くさび法

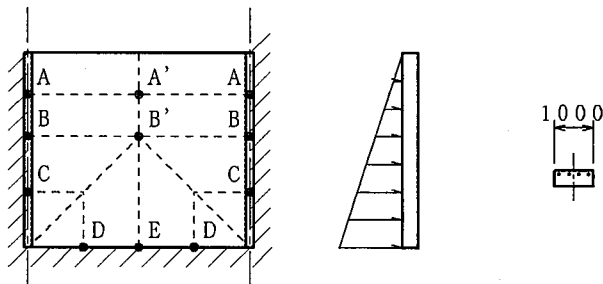


(2) 土留壁の計算手法

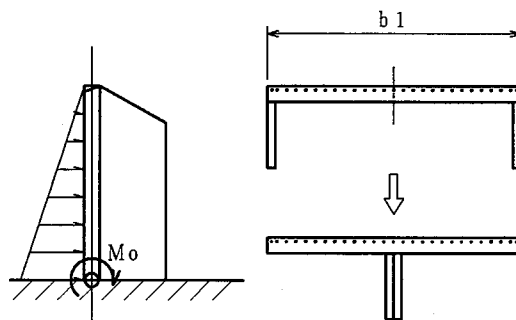
基本的には「3辺固定版」で計算を行い配筋を決定する。

ただし、側壁厚が薄く「3辺固定版」が成立しない場合も考えられるため、片持ち梁時の曲げモーメントに対して「コの字断面」で抵抗できることを確認することとする。

3辺固定版



片持ち梁 (コの字断面照査)



下部工編

— 橋梁下部工設計のQ & A —

目 次

橋梁設計一般

- Q 1 河川橋の橋梁計画時における斜角等の取扱いについて 2-1
- Q 2 山岳橋梁の橋梁計画時における積雪に対する桁下余裕について 2-2
- Q 3 積雪荷重を考慮する橋梁の橋台背面の積雪荷重について 2-3
- Q 4 除雪計画のない路線の橋梁におけるレベル2地震動に対する耐震設計の考え方について 2-4
- Q 5 砂および砂礫層を支持層とする場合の根入れ深さについて 2-5
- Q 6 深礎杭基礎構造の根入れについて 2-6
- Q 7 地覆上面排水勾配の設計図への反映について 2-7

下部構造

- Q 8 箱式橋台周辺の地下水位の変動対策について 2-8
- Q 9 落橋防止装置が設置される胸壁の中間帯鉄筋について 2-9
- Q 10 河川内橋脚において土被りが最大洗掘深以外の要因で決定された場合の安定計算に考慮する最小土被りに関して 2-11

基礎工

- Q 11 岩盤のC・ ϕ 評価手法について 2-12
- Q 12 場所打ち杭の帯鉄筋について 2-13
- Q 13 杭の軸方向バネ定数算出時のヤング係数および断面積について 2-14
- Q 14 根入れ比 10 未満の杭の軸方向バネ定数の算出について 2-15

Q1 土木構造物設計マニュアルに準じた河川橋の橋梁計画を行う場合、斜角等の取扱いをどのように決めるのがよいか。

参考文献など

- ・土木構造物設計マニュアル 平成 11 年 11 月 全日本建設技術協会
- ・道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 北海道開発技術センター

回答・今後の方針問題点など

土木構造物設計マニュアルによると以下のような記述がある。
 「橋梁上部構造及び橋梁下部構造を計画するにあたり、設計・施工の省力化の促進を念頭において、構造上の基本諸元、形状等は極力単純な形式を採用するよう、以下の基本事項に配慮する必要がある。

- ①支間長は可能な限り 1m 単位ごとのラウンド数値とするのが望ましい。
- ②主桁間隔は可能な限り統一化する。
- ③斜角はなるべくつけず直橋とするのがよいが、斜橋とする場合でも 5° ラウンドとするのが望ましい。」

ただし河川橋の場合、直橋とすることは、河川構造上困難である場合や著しく不経済になる場合も考えられる。また橋台位置が築堤に設置するケースと設置しないケースによっても考え方が変わってくると考えられるため、以下の図-1、2 の考え方を準用するのがよい。ただし図.2 の橋台の斜角については、構造的、経済性を考慮し、橋台の斜角を計画し、発注機関と協議の上、個別に決定するのがよい。

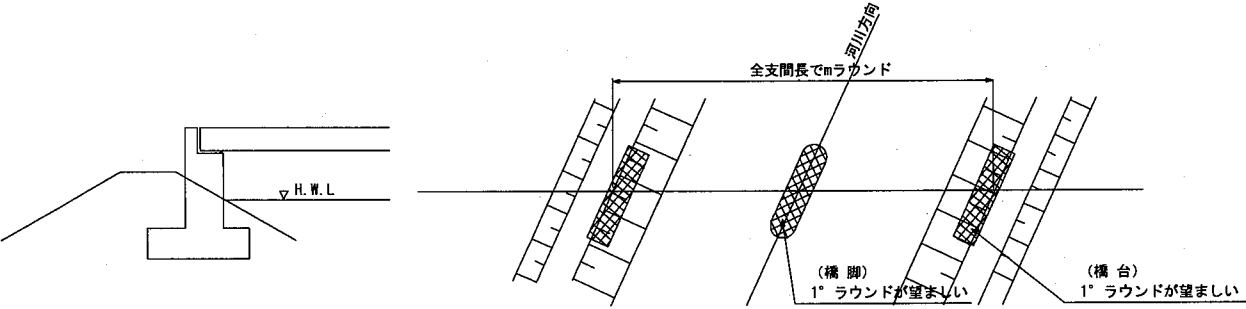


図-1 堤外側に橋台を設ける場合

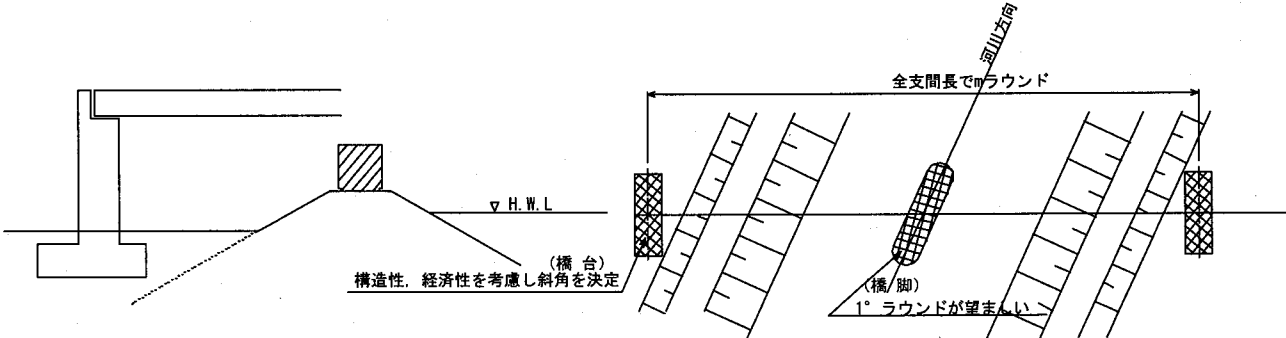


図-2 堤内側に橋台を設ける場合

Q 2 山岳地域に橋梁計画を行う場合、積雪に対する桁下余裕を確保する必要があるのか。

参考文献など

回答・今後の方針問題点など

積雪に対する桁下余裕については、斜面方向が橋軸直角方向の場合、雪が桁にかかる等の想定外の外力がかからないように「10年確率積雪深」を確保するのがよい。ただし、雪崩発生区間、土石流発生区間は別途詳細な調査から検討する必要がある。

また、斜面方向が橋軸方向の場合においては、維持管理等の観点から桁下余裕 1.0m 程度を確保するのがよい。

ただし発注機関で独自に定められている場合もあるので、発注機関と協議の上決定するのがよい。

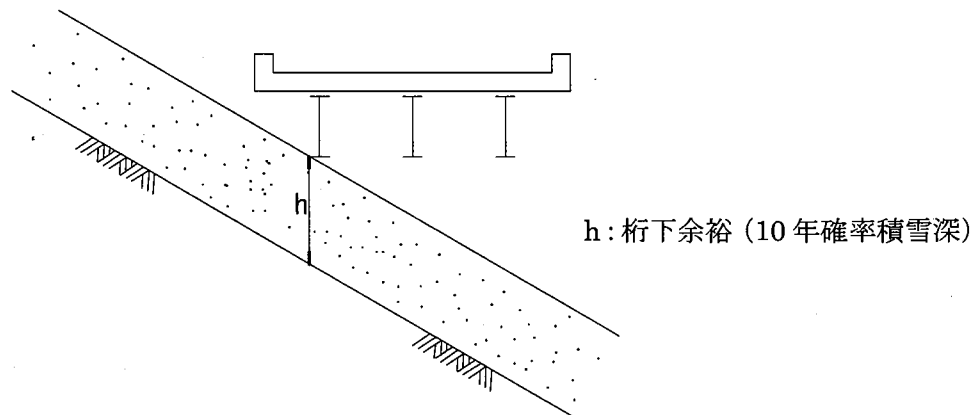


図-3 桁下余裕（斜面方向が橋軸直角方向の場合）

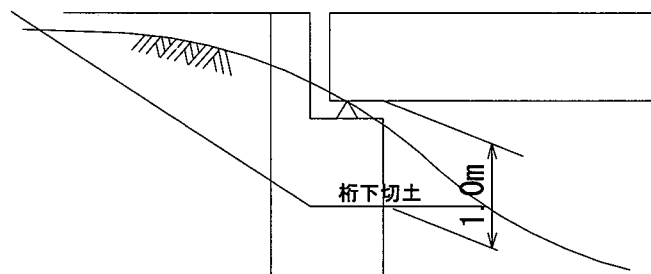


図-4 桁下余裕（斜面方向が橋軸方向の場合）

Q3 積雪荷重を考慮する橋梁の橋台設計時に、橋台背面の積雪荷重をどのように考慮すべきか。

参考文献など

- ・道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 北海道開発技術センター
- ・道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編 平成 14 年 3 月 日本道路協会
- ・道路設計要領 技術編 (平成 11 年版増補) 北海道土木協会

回答・今後の方針問題点など

道路橋設計施工要領や道路設計要領では、橋面上の荷重は死荷重として扱い、常時は 10 年確率最大積雪深、地震時は 10 年確率最大積雪深の 1/2 を考慮し設計震度は積雪のない場合と同じとしている。橋台背面についての記述はないが、以下の図-5, 6 の条件で行う必要がある。

ただし発注機関で独自に定められている場合もあるので、発注機関と協議の上、決定するのがよい。

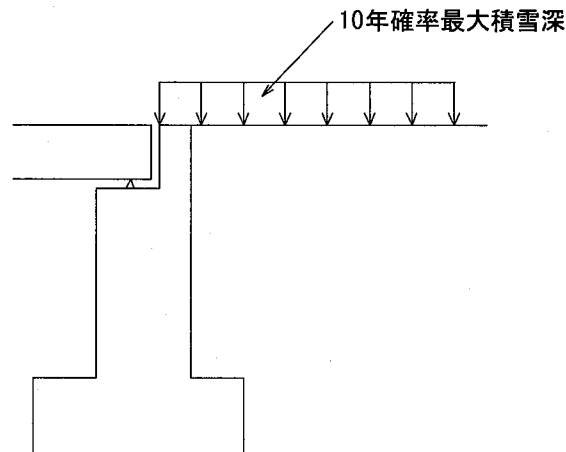


図-5 常時の背面の積雪荷重

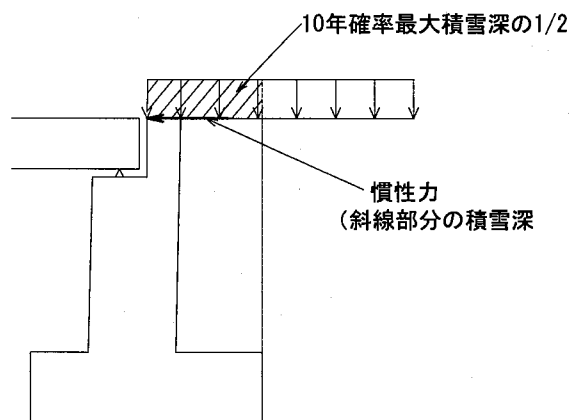


図-6 地震時の背面の積雪荷重

Q4 除雪計画のない路線の橋梁におけるレベル2地震動に対する耐震設計は、どのように行えばよいのか。

参考文献など

- ・道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月 日本道路協会
- ・道路橋設計施工要領 平成14年3月 北海道開発技術センター
- ・道路設計要領 技術編 (平成11年版増補) 北海道土木協会
- ・新防雪工学ハンドブック 1989 日本建設機械化協会

回答・今後の方針問題点など

道路橋設計施工要領や道路設計要領では、震度法による耐震設計における雪荷重および設計震度は次のように示されている。

- 1) 積雪荷重 : 死荷重として扱い、10年確率最大積雪深の1/2を考慮
- 2) 設計震度 : 積雪のない場合と同様の算出方法

一般に、レベル2地震動においてレベル1地震動と同様の積雪荷重を考慮し、積雪のない状態と同様の耐震性能を確保する設計が行われていると思われる。しかしながら、明確な基準等は整備されていないのが現状である。

冬期の通行不可能な状況下においては人的被害は発生しないため、通行期間中の耐震安全性が確保されていればよいという観点から、

- 1) 積雪荷重は死荷重として扱い、10年確率最大積雪深の1/2を考慮
- 2) 設計震度は積雪のない場合と同じ算出方法
- 3) B種で計画した橋は、A種と同程度の耐震性能を確保
- 4) A種で計画した橋は、曲げ破壊型と判定される鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数を低減する。

といった、積雪荷重のない場合よりも目標とする耐震性能を下げるという考え方もある。橋脚の柱は地震時保有水平耐力法により構造寸法や鉄筋量が決定されるため、積雪荷重のない場合と同じ耐震性能を確保すると積雪荷重が支配的になってしまうことも考えられるため、今後の設計の蓄積により設計方針を見直す必要がある。

積雪荷重を考慮する橋梁のレベル2地震動に対する設計法については、発注機関と協議の上決定しなければならない。

Q 5 直接基礎で砂および砂礫層を支持層とする場合の根入れ深の決め方はどうすれば良いのか。

参考文献など

- ・道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 北海道開発技術センター
- ・道路設計要領 技術編 (平成 11 年版増補) 北海道土木協会

回答・今後の方針問題点など

- ・直接基礎で砂、砂礫層を支持層とする場合には、支持層の不陸、地質調査における誤差および施工時の掘削による支持層上面の乱れ等を考慮し、30cm 程度の余裕をとって計画するのが望ましい。
- ・躯体高の決定においては、上記の他にフーチング上面の土被りを確保する事、基礎底面の凍結作用の影響を受けない深さとする事が必要である。

以下、これらについて解説する。

○フーチング上面の土被り

橋台・橋脚におけるフーチング上面の埋戻し土は降雨により流出する可能性が高く、これを防止するためには植生を安定させる事が有効である。また、排水側溝 (U-300 程度) の設置等を考慮すれば、最低でも 50cm 以上の土被りを確保する事が望ましい。

○凍結作用の影響を受けない深さ

基礎底面は、凍結作用の影響を受けない深さとする事が必要である。北海道における凍結深は、約 60～110cm である。

なお、「道路設計要領 技術編 (平成 11 年版増補)」p289 表 10-2 に各市町村別の凍結深が示されているので参考にすると良い。

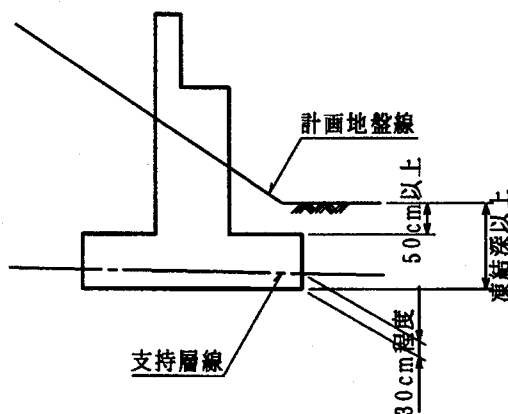


図-7 フーチング上の土被りと根入れ

Q6 深礎杭を有する構造物についてもフーチング上面から50cm以上の土被りを確保する必要があるのか。(特にフーチング形式の場合)

参考文献など

- ・道路橋設計施工要領 平成14年3月 北海道開発技術センター
- ・道路設計要領 技術編 (平成11年版増補) 北海道土木協会
- ・設計要領第二集 平成12年2月 日本道路公団

回答・今後の方針問題点など

道路橋設計施工要領や道路設計要領では、基礎工の根入れ深さは次のように示されている。

- ・フーチング天端面までの最小土被り厚さは50cm以上とする。
- ・フーチング下面は凍結作用を受けない深さとする。

また現在の要領には明記されていないが平成6年の道路橋設計施工要領においては、深礎杭を用いた基礎工の根入れは次のように示されている。

- ・枕梁もしくは、フーチング形式の根入れは、凍結深以上確保するものとする。

現在でも枕梁形式の場合、凍結作用を受けない深さに枕梁底面を位置させるのが一般的であり、枕梁上に土被りを確保する例は見受けられない。フーチング形式の場合についても、フーチング上面に土被り50cmを確保すると掘削規模が大きくなり、深礎杭基礎の利点が損なわれる。また枕梁形式とフーチング形式の違いと土被りとの関係が明確でないことから、フーチング形式についても、枕梁形式と同様に、凍結作用を受けない深さにフーチング底面を位置させることでよい。

ただし、土被りに関しては、道路排水計画や地盤の状況を確認して根入れを確保する必要がある。

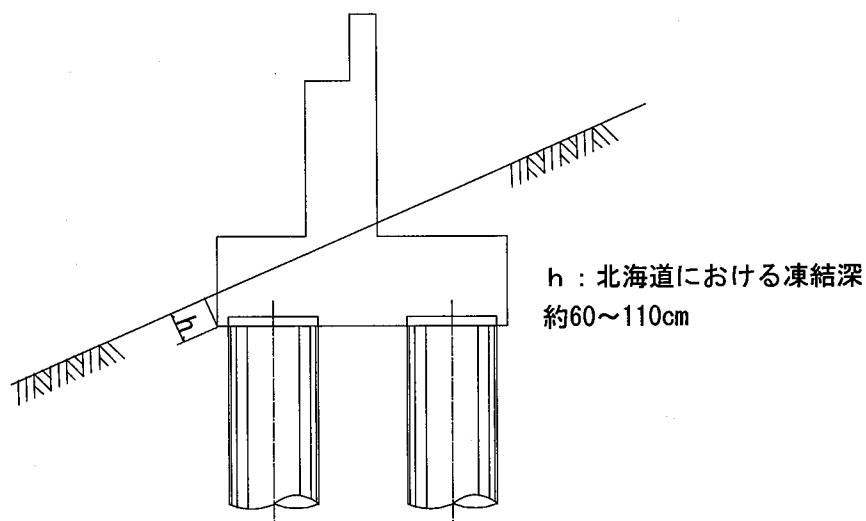


図-8 深礎基礎の根入れ

Q 7 地覆上面は勾配 (2.0%) を考慮して構造寸法を図面表示するのか?

参考文献など

- ・道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 北海道開発技術センター

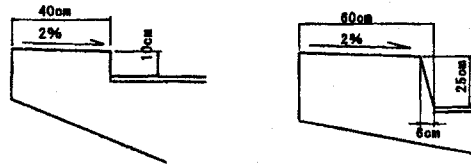


図-9 地覆断面形状

回答・今後の方針問題点など

- ・道路橋設計施工要領 7.4.7 項に示される地覆形状では、地覆上面に 2.0% の勾配が付されている。これは、地覆上面がすみやかに排水されるよう、路面側に勾配を付しているものである。構造寸法はこれを考慮し、設計図面に反映させる事とする。
- ・防護柵を地覆天端へのアンカー後付タイプとする場合には、モルタルもしくはテーパプレート等により垂直調整を行う必要がある。したがって、防護柵の図面において、これらを表示する等の配慮をしておくのが良い。

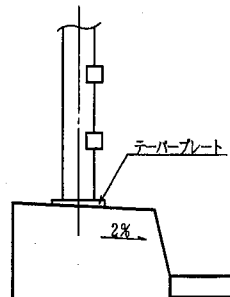


図-10 防護柵底面処理の例

Q 8 箱式橋台周辺の地下水位の変動に対して、箱内部との水位差を生じさせないための対策をどのように計画したらよいか。

参考文献など

- ・道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 北海道開発技術センター
- ・箱式橋台標準設計 日本道路公団

回答・今後の方針問題点など

箱式橋台で箱の内外で水位差が生じると、橋台に揚圧力が作用したり部材に想定外の水圧が作用する場合がある。それを解消するためには箱内外の水位差を生じさせないことが重要となる。

箱式橋台の周囲に通水パイプを設置し、水位変動に対して箱内の水位を追従させるのが有効と考えられ、その一例を次に示す。

- ・通水パイプ VP φ50
- ・通水パイプ設置間隔 2~4m ピッチ (前壁, 側壁, 後壁に配置)
- ・集・排水溝, 吸出し防止材を土砂に埋設される箇所を設置

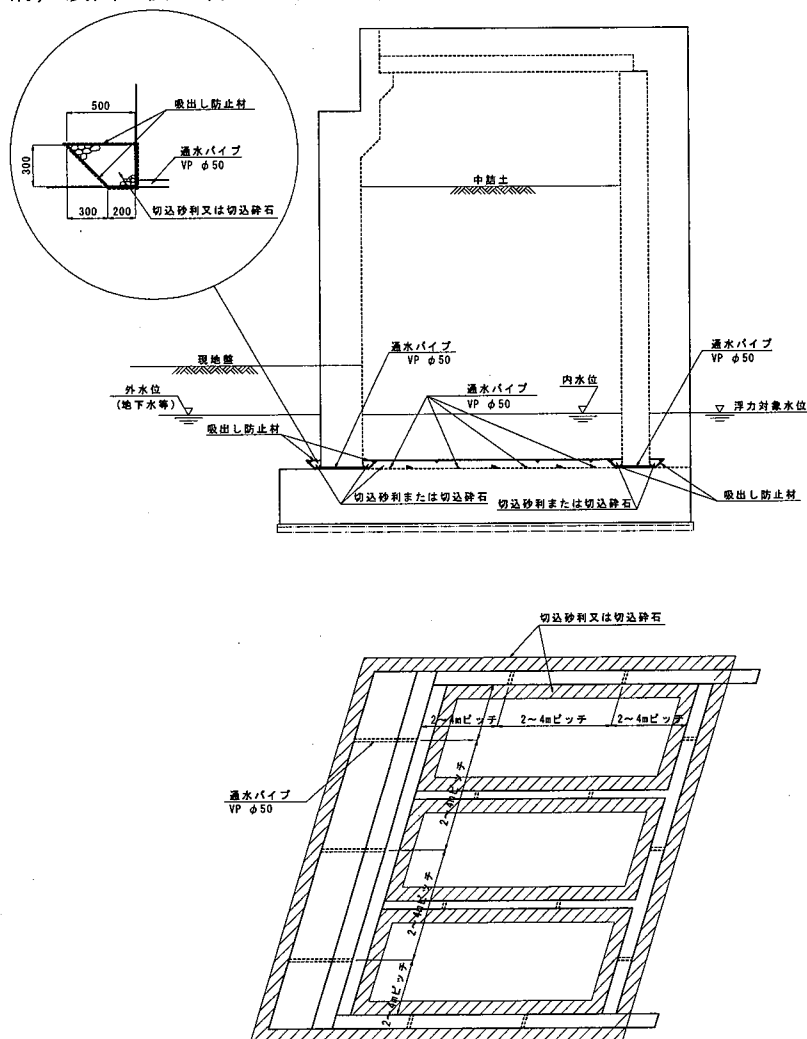


図-11 通水パイプ設置例

Q 9 落橋防止装置が設置される胸壁の中間帯鉄筋は、配力筋と同径、同材質の鉄筋とするのか。

参考文献など

・道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編 平成 14 年 3 月 日本道路協会

回答・今後の方針問題点など

胸壁に落橋防止構造を取り付ける場合には、せん断応力度照査等の検討を行い、中間帯鉄筋（スターラップ）の要否を判断する。中間帯鉄筋をせん断補強として配置する場合には、道路橋示方書IV編 7.12 に規定されるように必要な径・材質を用いればよい。

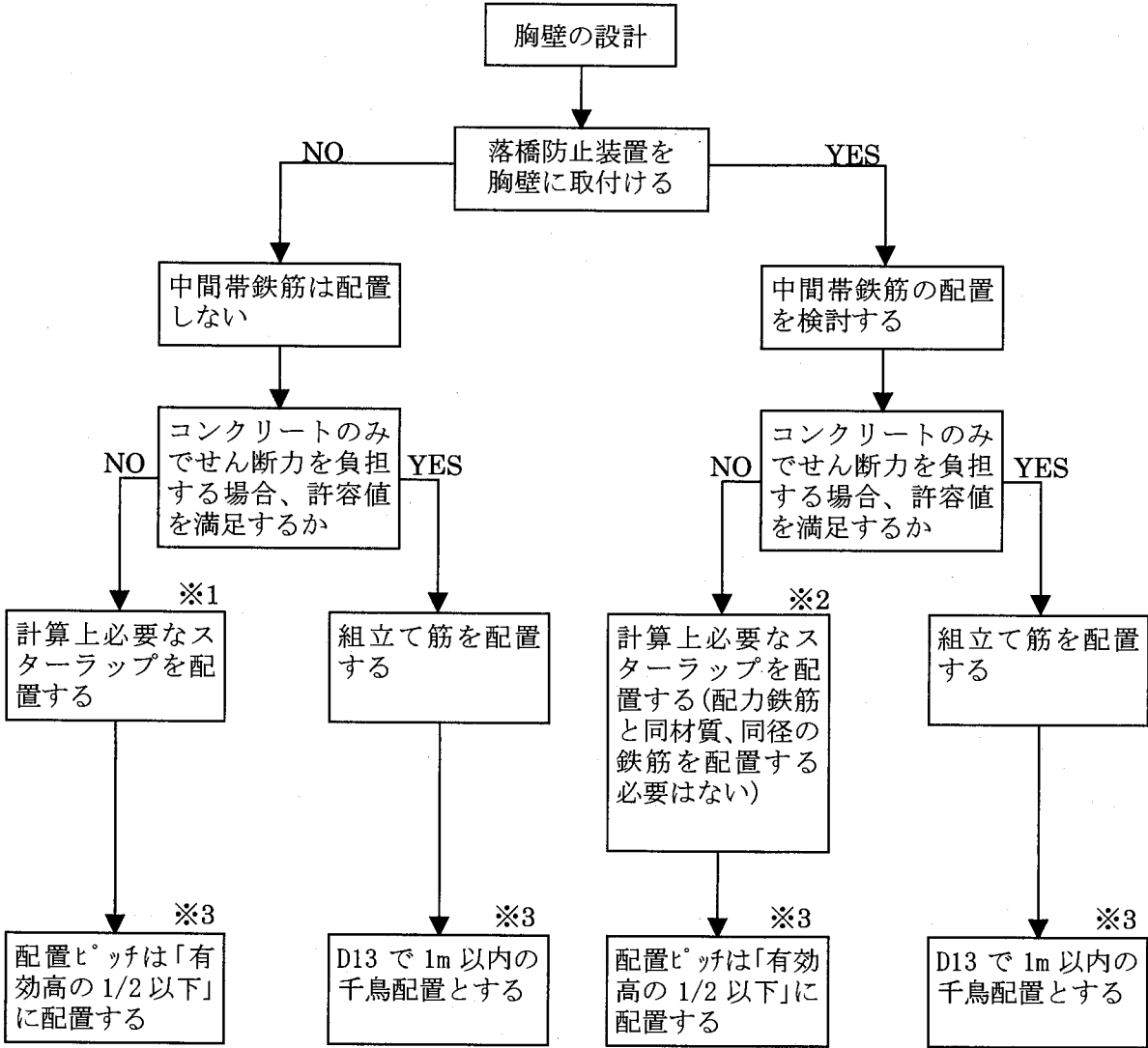


図-12 胸壁の中間帯鉄筋配置フロー

- ※1 スターラップの鉄筋径は、その加工性から最大径 D22 までとする。
- ※2 ①従来、パラペットの中間帯鉄筋は、他の部材と同様に配力鉄筋と同材質、同径としていたが、示方書の改訂の中で、中間帯鉄筋のみをせん断補強筋として配置する場合には必要な材質・径を用いればよい、となったためこれに準拠した。
②中間帯鉄筋の鉄筋径は、その加工性から最大径 D22 までとする。
- ※3 胸壁に配置する「組立て筋」「スターラップ」「中間帯鉄筋」の鉄筋加工は、施工性を考慮し、鉄筋の加工を片側直角フック、片側半円形フックとする。また、現場での混乱を防ぐため、胸壁背面側に半円形フックを配置することとする。

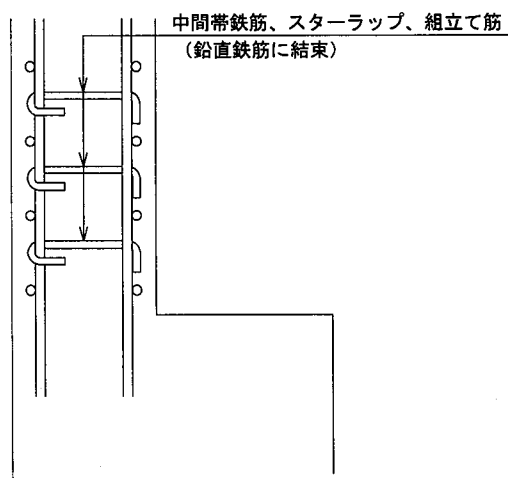


図-13 胸壁配筋例

Q10 河川内橋脚で躯体高が土被り以外の要因で決定されており、土被りが大きい場合の安定計算において、土被り無しの計算時に土被りをどこまで下げるか。

参考文献など

回答・今後の方針問題点など

- ・土被りなしの計算ケースにおいては、想定される最大洗掘位置を地盤線として計算をすれば良い。(やみくもに、地盤線をフーチング上面まで下げる必要は無い)

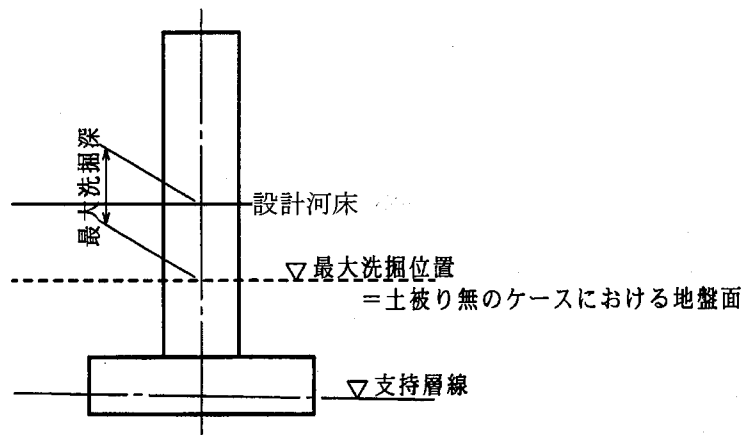


図-14 河川橋における設計土被り高（土被りなしのケース）

Q11 道路構造物基礎が岩盤で支持される場合、道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月（北海道開発局）では、一軸圧縮強度、RQD、肉眼観察から強度をⅠ～Ⅶ' に区分しせん断抵抗角 ϕ と粘着力 C を評価する手法が示されている。
しかし、亀裂が多く一軸圧縮強度試験ができない場合の推定や、岩種にかかわらず一律にこの評価手法を用いてせん断抵抗角 ϕ と粘着力 C を推定してもよいのか。

参考文献など

- ・道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 北海道開発技術センター
- ・設計要領第二集 平成 12 年 1 月部分改訂版 日本道路公団

回答・今後の方針問題点など

道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 では、道内 8 箇所（岩盤地質調査資料（物性値、一軸圧縮強度 q_u データ数=2340 点、せん断試験値 $[\sigma - \tau]$ データ数=133 点）の整理をおこない本州四国連絡橋公団の強度区分表と比較検討を実施している。

検討の結果、道内 8 箇所（岩盤区分ごとの $\sigma - \tau$ に対し本四公団の岩分類はほぼその下限値となっており適合性が高いと判断し、これを基に強度区分Ⅰ～Ⅶ' が提案されている。しかし、以下の点を考慮した場合必ずしも全ての岩盤に適用可能とは、ならないと考えられます。

- 1) 道内 8 箇所（岩種は主に火山岩、礫岩、砂岩であり比較的せん断抵抗角 ϕ が大きく粘着力 C が小さい岩種であること。
- 2) 本州四国連絡橋公団の強度区分表は花崗岩を例としたものであること。
- 3) 構造物の重要性を考慮し安全側の設計となるように設定していること。
- 4) 亀裂によって一軸圧縮試験が不可能な場合などでは、砂礫程度以下の定数の設定となること。

このような場合は、岩盤の評価手法として、設計要領第二集 平成 12 年 1 月部分改訂版（日本道路公団）の室内試験結果（一軸圧縮強度と引張強度）による方法と標準貫入試験の N 値（換算 N 値）より推定する方法などが参考にできると考えられる。

道路橋設計施工要領に示される岩盤の評価手法は、岩種や亀裂状況などにより変化する全ての岩盤を、評価できているわけではなく、設計に用いる岩盤定数を推定する場合には、各発注機関とも協議をおこない設計要領第二集（日本道路公団）の評価手法などを参考に総合的に判断するのが望ましいと考えられる。

Q12 場所打ち杭は杭頭付近に側断面積の2%以上の帯鉄筋を配置すれば、レベル1地震動に対するせん断照査を省略してもよいのか。

参考文献など

- ・道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編 平成14年3月 日本道路協会
- ・杭基礎設計便覧 平成4年10月 日本道路協会

回答・今後の方針問題点など

道路橋示方書では、杭頭付近は応力集中を受ける柱の固定端付近と同様な配慮が必要とし、「帯鉄筋の中心間隔を150mm以下、かつ、鉄筋量は側断面積の0.2%以上配置することとし、地震時保有水平耐力法により杭体のせん断照査を行った結果、鉄筋を密に配置する場合が生じるが、この場合でも帯鉄筋の最小間隔を125mm以上とすることが望ましい」との記述がある。

これは、帯鉄筋の最小鉄筋量と最小間隔を示したものであり、レベル1地震動（震度法）に対してのせん断照査を省略してよいという主旨ではない。

したがって、レベル1地震動に対しても杭体のせん断照査を行わなければならない。

Q13 杭の軸方向バネ定数 (K_v) を道示の推定式を用いて求めるときに、杭体のヤング係数 (E_p) や鋼管杭の純断面積 (A_p) はどのように考えるのか。

参考文献など

- ・道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編 平成 14 年 3 月 日本道路協会
- ・杭基礎設計便覧 平成 4 年 10 月 日本道路協会

回答・今後の方針問題点など

杭基礎設計便覧 3-2-2 に示される過去の杭の鉛直載荷試験による推定式の実測 K_v は降伏時における割線勾配として整理されており、杭種別のヤング係数 (E_p) と純断面積 (A_p) は表-1 に示す値を使用している。

表-1 鉛直載荷試験による推定式に用いた物理定数

ヤング係数 (E_p)	鋼管杭	2.1×10^6 (kgf/cm ²)
	P C 杭	3.3×10^5 (＃)
	PHC 杭	4.0×10^5 (＃)
	場所打ち杭	2.7×10^5 (＃)
純断面積 (A_p)	鋼管杭の腐食代は考慮していない	

一方、道路橋示方書 I 共通編 3.3 に示される設計計算に用いる物理定数は、表-2 に示すとおりである。

表-2 設計計算に用いる物理定数

ヤング係数 (E_p)	鋼管杭	2.0×10^5 kN/mm ²	(2.1×10^6 kgf/cm ²)
	P C 杭	3.3×10^4 //	(3.3×10^5 //
	PHC 杭	4.0×10^4 //	(4.0×10^5 //
	場所打ち杭	2.5×10^4 //	(2.5×10^5 //

また、鋼管杭は常時水中および土中にある部分について一般に 1mm の腐食しろを考慮する。

一般的に軸方向バネ定数 (K_v) は推定式を用いて求められ、その際に、載荷試験データを整理した「推定式に用いた物理定数」を用いるか、「設計計算に用いる物理定数」を用いて K_v を求めるか判断に迷うところである。(場所打ち杭の E_p が異なることと、鋼管杭の腐食しろを考慮するか否か。)

どちらの値を用いても基礎の安定に大きな影響を及ぼすことはないとの判断から、設計実務においては「設計計算に用いる物理定数」を用い、鋼管杭の場合には腐食代を考慮した純断面積を使用して K_v 算出するのが一般的である。

Q14 根入れ比が 10 未満 ($L/D < 10$) の杭の軸方向バネ定数 (K_v) はどのように求めるのがよいか。

参考文献など

- ・道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 平成 14 年 3 月 日本道路協会
- ・杭基礎設計便覧 平成 4 年 10 月 日本道路協会
- ・道路橋設計施工要領 平成 14 年 3 月 北海道開発技術センター
- ・北海道におけるコンクリート橋および橋梁下部構造の設計の手引き 平成 7 年 6 月 北海道土木技術会コンクリート研究委員会

回答・今後の方針問題点など

杭の軸方向バネ定数 (K_v) の算出法として、道路橋示方書 IV 12.6.1 では既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重-沈下曲線から求めるものとしている。一般的には既往の載荷試験結果に基づく推定法により K_v を求めることが多いが、原則として根入れ比 (L/D) 10 以上の杭に適用するものとし、 $L/D < 10$ の杭では、類似した条件の載荷試験記録などを参考にして総合的に K_v を決定するのが望ましいとしている。

また、土質試験の結果による推定法も道示 IV 12.6.1 に示されている。これは、杭と周面地盤のすべり係数 (C_s) と杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 (k_v) の二つの係数が判れば K_v が推定できるもので、 C_s や k_v に関する研究成果が杭基礎設計便覧に示されている。

しかし、 C_s や k_v の評価については今後の研究に期待するところが多いのが実状である。

道路橋設計施工要領 3.2.2 では、最近の載荷試験記録によると概ね $L/D=10$ を基本としても問題ない結果となっていることから、「 $L/D < 10$ となる場合は $L/D=10$ を代入した a より K_v を算出してよい (ただし、類似の載荷試験記録などがある場合は、これも参考に総合的に K_v を決定するのが望ましい)」としている。

設計実務上は、 $L/D=10$ を代入した a より K_v を求めるのが一般的であるが、発注機関により K_v 算出方法が別途定められている場合もあるので、各機関と協議の上決定するのがよい。

なお、 $L/D=10$ を代入した a より K_v を求める際の杭長 (L) は $10 \cdot D$ を用いるものとする。

平成8～13年度 委員名簿

委員長	川崎博巳	委員	高橋昭一
	山口登美男		田村陽司
	本田幸一		九里忠正
副委員長	幡本篤		葛西章
	中村浩		中田泰広
	安中 新太郎		牛渡裕二
	西村克弘		柳田孝彦
			児玉佐美雄
委員	堺 孝司		功刀和也
	佐藤昌志		鈴木充博
	日下部祐基		今井彰
	熊谷守晃		佐藤隆儀
	別宮邦紀		村上憲雄
	中村明治		信田幸治
	西 弘明		堂野賢夫
	佐々木勝美		坂口国康
	高玉波夫		秦 沼英彦
	藤本和伸		照三野光
	高田敦信		新井英雄
	新谷義明		新金和真
	松田 剛		佐々木智道
	阿部 貢		田端本也
	成田長政		脇宮武健
	徳沼 宇雄		宮 康則
	天郷 康則		細川智之
	細堀内 徹		堀田良樹
	池田 良		伊藤 仁

北海道土木技術会コンクリート研究委員会資料

第154号

北海道におけるコンクリート橋および
橋梁下部構造の設計の手引き

発行日 平成14年11月

発行者 北海道土木技術会コンクリート研究委員会
ISBN 4-938676-51-6

事務所 (株)ドーコン 構造部内

札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4-1

TEL (011)801-1540

FAX (011)801-1541

印刷 (株)アイワード

北海道における
コンクリート橋および橋梁下部構造の
設計の手引き

平成 14 年 11 月 北海道土木技術会コンクリート研究委員会
<http://conc-sg.eng.hokudai.ac.jp/hce/>